



## Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil  
Laboratoire de Génie Sismique  
et de la Dynamique des Structures



## THESE DE DOCTORAT EN SCIENCES

Option : Structures

*Présentée par :*

**TAMAHLOULT Mohammed**

*Magister en génie civil*

*Intitulée :*

### **Analyse Dynamique 3-D Des Bâtiments Isolés à la Base sous Excitations Sismiques en Champ Proche**

*Soutenue publiquement le 27/06/2024 devant le jury composé de :*

N. BOURAHLA	Professeur, ENP	Président
B. TILIOUINE	Professeur, ENP	Directeur de Thèse
T. BRANCI	Professeur, UHBB Chlef	Examineur
K. SANDJAK	Maître de conférences, UMB. Boumerdes	Examineur
M. OUANANI	Maître de conférences, UZA Djelfa	Examineur
M. HAMMOUTENE	Professeur, ENP	Invité





## Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil  
Laboratoire de Génie Sismique  
et de la Dynamique des Structures



## THESE DE DOCTORAT EN SCIENCES

Option : Structures

*Présentée par :*

**TAMAHLOULT Mohammed**

*Magister en génie civil*

*Intitulée :*

### **Analyse Dynamique 3-D Des Bâtiments Isolés à la Base sous Excitations Sismiques en Champ Proche**

*Soutenue publiquement le 27/06/2024 devant le jury composé de :*

N. BOURAHLA	Professeur, ENP	Président
B. TILIOUINE	Professeur, ENP	Directeur de Thèse
T. BRANCI	Professeur, UHBB Chlef	Examineur
K. SANDJAK	Maître de conférences, UMB. Boumerdes	Examineur
M. OUANANI	Maître de conférences, UZA Djelfa	Examineur
M. HAMMOUTENE	Professeur, ENP	Invité

# ***Dédicaces***

---

*À la mémoire précieuse de mon père Hadj Rabi Yarhmou, dont la sagesse, le soutien infaillible et l'amour indéfectible ont été une source d'inspiration tout au long de ma vie. Votre absence est profondément ressentie, mais votre héritage continue de guider mes pas. Cette thèse est dédiée à vous, cher Père.*

*Je dédie ce modeste travail à ma famille : ma mère et ma femme et mes filles et mes frères. Je le dédie également à tous les membres de la grande famille qu'ils soient de la lignée paternelle ou maternelle.*

*Aux Doctorants de (LGSDS) pour le soutien mutuel que nous nous sommes tous ensemble portés durant nos thèses.*

*A mes chers collègues, de l'Université Hassiba Benbouali de Chlef.*

# ***Remerciements***

---

*Je dois tout d'abord remercier Allah, le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce travail.*

*Je voudrais aussi exprimer mes vifs remerciements à Monsieur le Professeur **B. TILIOUINE** de l'École nationale polytechnique pour avoir bien voulu initier et diriger la présente recherche. Qu'il trouve ici l'expression de ma profonde reconnaissance et de ma sincère gratitude pour ses encouragements, la confiance qu'il m'a toujours accordée ainsi que pour ces nombreux et précieux conseils.*

*Je tiens également à exprimer mes chaleureux remerciements à Monsieur le Professeur **N. BOURAHLA** de Ecole Nationale Polytechnique pour avoir bien voulu me faire l'honneur de présider le jury de soutenance de cette thèse de Doctorat.*

*Je remercie Messieurs le Professeur **T. BRANCI** de l'Université Hassiba Benbouali de Chlef, **K. SANDJAK** Maître de Conférences à l'Université M'Hamed Bougara Boumerdes, **M. OUANANI** Maître de Conférences à l'Université Ziane Achour à Djelfa qui ont bien voulu prendre de leur temps aux fins d'examiner avec la patience voulue ce travail de recherche et de participer au jury de soutenance.*

*Je remercie le professeur **M. HAMMOUTENE** pour l'honneur qu'il me fait en s'associant au jury en tant qu'invité d'honneur.*

*Enfin, que l'ensemble des enseignants qui ont contribué à ma formation ainsi que tous ceux qui m'ont aidé, de près ou de loin, que ce soit par leur amitié, leurs conseils ou leur soutien moral, trouvent ici l'expression de ma sincère et profonde gratitude.*

## الملخص

فعالية أداء الهيكل للمباني المعزولة عن القاعدة خلال الزلازل السابقة أثبتت ملاءمة العازل من نوع المطاطي مع نواة أسطوانية (*LRB*) كأداة للعزل. من أجل تقييم فعالية هذا النوع من العازل (*LRB*)، تحليلات زلزالية غير خطية وثلاثية الأبعاد لنماذج بناية متعددة الطوابق ذات القاعدة الثابتة وأخرى مثلتها ذات القاعدة المعزولة، وهذا بإستعمال ثلاثة تسجيلات لزلزال نورثريدج سنة 1994 بقوة 6.7، تم تسجيلها في كل من ثلاثة محطات تبعد مسافة حوالي 5.54، 11.39 و 17.822 كم عن الصدع الزلزالي. النتائج العددية تُظهر أن تبديد الطاقة للعازل يقل بشكل كبير مع زيادة المسافة عن مصدر الزلزال، مشيرةً إلى امتصاص قوي لحركات الأرض الزلزالية وتخفيض للإزاحة الإجمالية للبنية من طرف العازل. بالإضافة إلى ذلك، تُظهر النتائج عن مستوى الزلزال الأساسي للتصميم (*DBE*) بوضوح فعالية نظام العزل في تخفيض الاستجابة الزلزالية بشكل كبير وفي نفس الوقت بالنسبة لتسارع طابق العلوي للبنية، والانحرافات بين الأدوار، وقوى القص على مستوى القاعدة. ورغم ذلك، يتبين أنه من أجل إتمام التصميم الهندسي للعازل والتحقق من استقراره تحت تأثير الزلزال عند مستوى الزلزال القصوى (*MCE*) والمطلوب التحقق من ذلك، وفقاً لمعايير *UBC97*، من خلال الأخذ في الحسبان تأثير قرب الحركات الزلزالية من الحقل القريب من مصدر الزلزال، والذي بدوره يرفع من مقدار إزاحة العازل. وفي هذه الحالة، يُظهر أنه على الرغم من تحقيق متطلبات تحمل القص وتحمل الزلزال وظروف الاستقرار تحت الأحمال الثابتة والمتغيرة والزلزالية، يجب إيلاء اهتمام خاص لتلبية متطلبات شرط إنقلاب العازل بسبب الإزاحة الكبيرة عند مستوى الزلزال القصوى (*MCE*)، نتيجة نبضات السرعة ذات الدور المرتفع والمقدار المرتفعين بالنسبة للحركات الزلزالية القريبة من المصدر، مما يتطلب استخدام أدوات أخرى، من ضمنها استخدام المخمدات اللزجة لتحسين الكفاءة المرغوبة للعزل.

**الكلمات الدالة:** حركات الأرض القريبة من الحقل الزلزالي، المباني المعزولة عند القاعدة، الإستجابة الزلزالية غير الخطية الثلاثية الأبعاد. عوازل ذات النواة أسطوانية، فحص الاستقرار الزلزالي، المخمدات

## Abstract

Structural performance of base-isolated buildings during past earthquakes confirmed the suitability of Lead Rubber Bearings (*LRB*) as effective base isolators. In order to assess the effectiveness of isolation systems with *LRB*'s, 3-D nonlinear seismic analyses of both, base-fixed and associated base-isolated models of a 3-D multi-story building, are performed for three near ground motion components recorded at each of three stations with closest distances to the seismic fault of about 5.54, 11.39 and 17.822 km during the 1994, 6.7  $M_w$  Northridge earthquake. The numerical results show that the energy dissipation of the isolator decreases substantially with the increase of the closest distance to the seismic source indicating a strong attenuation of seismic ground motions characteristics and of the total design displacement of the isolator. Further, the output results at *the design basis earthquake (DBE)* level show clearly the efficiency of the isolator system to reduce *significantly* and *simultaneously* the seismic response in terms of floor accelerations, inter-story drifts, and base shears. However, it is demonstrated that in order to finalize the geometric design and verify the stability of the bearing under earthquake load at *the maximum capable earthquake (MCE) level* required by *UBC97*, the inclusion of near-source effects and torsion, increases the bearing displacement, more importantly for the case of the near field ground motions with the smallest closest distance to the seismic source. In this case, it is shown that although the shear strain under dead, live and earthquake loads, and stability conditions are fulfilled, special attention should be paid to satisfy the rollout condition requirements because of the large isolator displacement at *MCE* level, caused by the long period and large amplitude velocity pulses indicating the need to utilize among others, supplemental viscous dampers to improve the desired efficiency of isolation.

## Keywords:

Near source ground motions; Base-isolated buildings; 3-D nonlinear earthquake response; *LRB* isolators; Seismic design Stability checks, Damper

## Résumé

Les performances des structures des bâtiments isolées à leurs bases lors des tremblements de terre passés ont confirmé l'efficacité des isolateurs sismiques en caoutchouc fritté avec un noyau en plomb (*LRB*). Afin d'évaluer l'efficacité des systèmes d'isolation avec des isolateurs de type *LRB*, des analyses sismiques non linéaires, des modèles tridimensionnels (*3D*) d'un bâtiment à plusieurs étages, certains étant fixes à leur base, tandis que d'autres sont isolés, sont effectuées pour trois enregistrements de mouvements de sol en champ proche provenant de trois stations situées à différentes distances, soit environ 5,54, 11,39 et 17,82 km de la faille sismique active du séisme de Northridge de 1994 d'une magnitude de 6,7 Mw. Les résultats numériques montrent que la dissipation d'énergie de l'isolateur diminue considérablement avec l'augmentation de la distance la plus proche de la source sismique. Cela indique une forte atténuation des caractéristiques des mouvements sismiques du sol et du déplacement total de conception de l'isolateur. De plus, les résultats du niveau sismique de conception (*DBE*) montrent clairement l'efficacité du système d'isolation pour réduire de manière significative et simultanée la réponse sismique en termes d'accéléérations du sol, de déplacements inter étages et de cisaillements à la base. Cependant, il est démontré que pour finaliser la conception géométrique et vérifier la stabilité de l'isolateur sous la charge sismique au niveau du séisme majeur (*MCE*) requis par l'*UBC 97*, l'inclusion de l'effet de la source sismique proche et de l'effet de torsion augmente le déplacement de l'isolateur, plus important dans le cas des mouvements du sol en champ proche avec courte distance à la source sismique. Dans ce cas, il est démontré que la déformation de cisaillement sous des charges permanentes, d'exploitation et sismiques et que les conditions de stabilité soient remplies, une attention particulière devrait être accordée pour répondre aux exigences de la condition de renversement « Rollout » en raison du grand déplacement de l'isolateur au niveau MCE, provoqué par l'impulsion de vitesse de longue durée et de grande amplitude, indiquant la nécessité d'utiliser des dispositions spéciales, entre autres, des amortisseurs visqueux supplémentaires pour améliorer l'efficacité d'isolation désirée.

## Mots clés :

Mouvements du sol à proximité de la source ; Bâtiments isolés à la base ; Réponse tridimensionnelle non linéaire au tremblement de terre ; Isolateurs *LRB* ; Conception sismique Contrôles de stabilité, Amortisseur



## Sommaire

Liste des figures  
Liste des tableaux  
Liste des symboles

<b>Introduction Générale.....</b>	<b>14</b>
1. Problématique .....	14
2. Objectifs.....	19
3. Organisation de la thèse .....	20
<b>1 TRAVAUX ANTERIEURS .....</b>	<b>21</b>
1.1 Introduction .....	22
1.2 Historique d'application des systèmes d'isolation sismique à la base .....	22
1.3 Systèmes d'isolation à base d'élastomère .....	23
1.3.1 Appuis à faible amortissement ( <i>LDRB</i> ).....	23
1.3.2 Les appuis à fort amortissement ( <i>HDRB</i> ).....	25
1.3.3 Les appuis en élastomère avec noyau en plomb ( <i>LRB</i> ).....	25
1.4 Système d'isolation par glissement .....	27
1.4.1 Appuis à simple pendule ( <i>SP</i> ) .....	27
1.4.2 Appuis multi-pendulaires .....	28
1.5 Dispositifs de dissipation d'énergie .....	30
1.5.1 Amortisseurs à fluide visqueux .....	31
1.5.2 Amortisseurs hystérétiques.....	32
1.6 Exemples des bâtiments existants isolés à la base en zone sismique .....	32
1.6.1 Application au Japon .....	33
1.6.2 Application au Fédération de Russie .....	34
1.6.3 Application aux USA .....	35
1.6.4 Application en Chine.....	35
1.6.5 Application en Italie .....	35
1.6.6 Application en Algérie .....	37
1.7 Conclusion.....	38
<b>2 EFFETS DES MOUVEMENTS DE SOL PROCHE DE LA SOURCE SISMIQUE SUR LES BATIMENTS ISOLÉS A LA BASE .....</b>	<b>39</b>
2.1 Introduction .....	40
2.2 Caractéristiques des mouvements sismiques en champ proche .....	40
2.2.1 Mécanismes des failles .....	42
2.2.2 Propagation de la rupture de la faille.....	42
2.2.3 Impulsion de vitesse .....	43
2.3 Amélioration des codes de conception sismique pour prendre en compte les effets de la faille proche selon l' <i>UBC97</i> .....	45

2.3.1	Niveaux de mouvement sismique selon l'UBC97.....	47
2.3.1.1	Séisme de conception (DBE : Design Basis Earthquake) .....	47
2.3.1.2	Séisme maximal majeur (MCE : Maximum Capable Earthquake) .....	47
2.3.2	Types de sources sismiques : A, B et C .....	48
2.3.3	Facteur de zone sismique Z .....	48
2.3.4	Coefficients sismiques spectraux : $C_{VD}$ , $C_{VM}$ et $C_{AD}$ , $C_{AM}$ .....	48
2.3.5	Facteurs de source proche $N_a$ , $N_v$ et distance la plus proche de la source .....	49
2.3.6	Coefficients d'amortissement : $B_D$ et $B_M$ .....	50
2.4	Méthodes d'analyse des bâtiments isolés en zone sismique .....	51
2.4.1	Méthode statique équivalente (simplifiée) .....	51
2.4.1.1	Les déplacements totaux.....	52
2.4.1.2	Périodes effectives du système de vibration.....	53
2.4.2	Méthodes dynamiques .....	54
2.4.3	Analyse dynamique temporelle .....	54
2.5	Conclusion.....	55
<b>3</b>	<b>CARACTERISTIQUES DE L'ISOLATEUR SISMIQUE TYPE LRB .....</b>	<b>56</b>
3.1	Introduction .....	57
3.2	Modèle d'hystérésis bilinéaire de l'isolateur LRB .....	57
3.3	Procédure de conception des isolateurs type LRB .....	59
3.3.1	Propriétés mécaniques de l'isolateur type LRB .....	59
3.3.2	Procédure de convergence.....	59
3.4	Procédure de conception géométrique des isolateurs type LRB .....	60
3.5	Conclusion.....	63
<b>4</b>	<b>ANALYSES DYNAMIQUES NON LINEAIRES ET EVALUATION DE LA PERFORMANCE SISMIQUE DE LA STRUCTURE.....</b>	<b>64</b>
4.1	Introduction : .....	65
4.2	Exemple de la structure du bâtiment considéré.....	65
4.2.1	Modèle du bâtiment.....	65
4.2.2	Données sismiques .....	66
4.2.3	Modèle du système d'isolation.....	67
4.3	Équations de mouvement .....	69
4.3.1	Équations de mouvement à un degré de liberté.....	69
4.3.2	Équations de mouvement à plusieurs degrés de liberté.....	71
4.4	Analyses dynamiques non linéaires.....	72
4.4.1	Méthode non linéaire temporelle d'intégration directe de Newmark.....	73
4.4.2	Méthode d'analyse non linéaire rapide (FNA).....	73

4.5	Réponses maximales et critères de performance limités .....	74
4.5.1	Déplacement à la base .....	75
4.5.2	Déplacement inter étages.....	77
4.5.3	Accélération absolue .....	78
4.5.4	Cisaillement à la base .....	79
4.6	Conclusion.....	79
<b>5</b>	<b>VERIFICATION DE LA STABILITE ET DE LA DEFORMATION EN CISAILLEMENT DE L'ISOLATEUR.....</b>	<b>80</b>
5.1	Introduction : .....	81
5.2	Conception géométrique préliminaire .....	81
5.3	Vérification de la déformation en cisaillement et de la stabilité de l'isolateur .....	82
5.3.2	Stabilité au renversement (Rollout).....	83
5.3.3	Déformation en cisaillement due à la charge verticale.....	84
5.3.4	Déformation en cisaillement, y compris l'effet du séisme.....	84
5.3.5	Condition de la forme du noyau en plomb .....	85
5.4	Résultats de la conception géométrique et de l'efficacité de l'isolateur <i>LRB</i> au niveau <i>MCE</i> .....	85
5.5	Ajout d'un amortisseur visqueux supplémentaire .....	87
5.6	Conclusion.....	89
	<b>Conclusions Générales .....</b>	<b>90</b>
	<b>RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....</b>	<b>92</b>

## LISTE DES FIGURES

- Fig. 1.1** : Effet de l'allongement de la période et de l'augmentation de l'amortissement sur la réponse du mouvement sismique.
- Fig. 1.2** : Appui en élastomère à faible / élevé amortissement.
- Fig. 1.3** : Hystérésis d'un appui en caoutchouc à faible amortissement (a)  $\gamma=75\%$  (b)  $\gamma=175\%$
- Fig. 1.4** : Hystérésis des appuis HDRB à grande échelle sous : (a) substantielle contrainte de cristallisation et (b) faible contrainte de cristallisation.
- Fig. 1.5** : Appui typique en élastomère avec noyau en plomb et coupes montrant la construction interne (Takenaka Corp., Japan).
- Fig. 1.6** : Relation force-déplacement des appuis en élastomère en caoutchouc avec un noyau de plomb (LRB) résultat du test expérimental (sous l'autorisation de AGOM International Srl) et du modèle élasto-plastique.
- Fig. 1.7** : Photo (à gauche) et coupe (à droite) d'un typique appui à simple pendule
- Fig. 1.8** : Boucle d'hystérésis des tests de la table vibrante sur le FPS
- Fig. 1.9** : Composantes internes d'un appui à triple pendule TP (sous l'autorisation d'EPS, Inc.)
- Fig. 1.10** : Coupe transversale fragmentée d'un appui à triple pendule montrant les paramètres géométriques et de frottement
- Fig. 1.11** : Comportement cyclique d'un appui à triple pendule à échelle réduite
- Fig. 1.12** : Relation force-déplacement pour amortisseur linéaire visqueux ( $\alpha=1$ ) et amortisseur non-linéaire visqueux ( $\alpha=0.3$ )
- Fig. 1.13** : Amortisseurs de déformation métallique destinés à être utilisés au niveau du plan d'isolation.
- Fig. 1.14** : Exemple de bâtiments isolés au Japon à Tokyo : a) Gratte-ciel 87.4m b) Plan d'un complexe de vingt et un bâtiments.
- Fig. 1.15** : Exemple de bâtiments isolés en Russie : a) La banque centrale de la ville d'Irkoutsk modernisée avec des HDRBs b) Le théâtre national de drame de Gorno-Altai modernisé avec HDRB et VEDs
- Fig. 1.16** : Exemple de bâtiments isolés en USA : Hôpital de l'Université de la Californie du Sud protégé par des LRBs
- Fig. 1.17** : Nouveau centre résidentiel à Pékin (480 000,00 m<sup>2</sup>) isolé par des HDRBs.
- Fig. 1.18** : Nouveau centre de la défense civile à Foligno isolé par des HDRBs.
- Fig. 1.19** : Figure 1.19. La grande mosquée d'Algérie isolée par des isolateurs type SP.
- Fig. 2.1** Mouvement du sol en champ proche : a) El Centro 1940 #9. H180 b) Parkfield 1966 #2. C02065 c) Kobe 1995 TAK000 d) Chi-Chi 1999 TCU068-N
- Fig. 2.2** : Traitement des failles
- Fig. 2.3** : Dimensions du plan pour calculer  $D_{TD}$  et  $D_{TM}$
- Fig. 3.1** : Comportement idéalisé force-déplacement du système d'isolation : a) hystérétique et b) viscoélastique
- Fig. 3.2** : Modèle bilinéaire de l'unité d'isolateur LRB
- Fig. 3.3** : Aire réduite de l'appui circulaire LRB
- Fig. 4.1** : Bâtiment 3D : (a) plan ; (b) coupe A-A
- Fig. 4.2** : Les composantes longitudinales temporelles d'accélération et de vitesse du mouvement du sol en champ proche enregistrées aux stations Pardee, Canyon et Hollywood

lors du séisme Northridge de 1994, 6.7  $M_w$

**Fig. 4.3** : Configurations de la structure isolée

**Fig. 4.4** : Modèle d'une structure isolée à un degré de liberté

**Fig. 4.5** : Structure isolée à plusieurs degrés de liberté

**Fig. 4.6** : Courbes sismiques force-déformation de l'isolateur pour les mouvements du sol enregistrés à : a) Pardee, b) Canyon, c) Hollywood, lors du séisme de 1994 à Northridge de 6,7  $M_w$

**Fig. 4.7** : Taux du déplacement inter-étage sous le séisme de 1994, à Northridge de 6.7  $M_w$  (station Pardee)

**Fig. 4.8** : Taux du déplacement inter-étage sous le séisme de 1994, à Northridge de 6.7  $M_w$  (station de Canyon)

**Fig. 4.9** : Taux du déplacement inter-étage sous le séisme de 1994, à Northridge de 6.7  $M_w$  (station de Hollywood)

**Fig. 4.10** : Pics d'accélération au sommet

**Fig. 4.11** : Pics de cisaillement à la base

**Fig. 5.1** : Total déformation au cisaillement due au : (a) séisme ( $\gamma_{eq}$ ), (b) compression ( $\gamma_{sc}$ ) et (c) rotation ( $\gamma_{sr}$ )

**Fig. 5.2** : Renversement de l'isolateur

**Fig. 5.3** : Conception de l'isolateur LRB en fonction du mouvement du sol en champ proche enregistré aux stations de Pardee, Canyon et Hollywood, lors du tremblement de terre de 1994 à Northridge de 6,7  $M_w$

## LISTE DES TABLEAUX

**Tableau 2.1** Répertoire de 30 enregistrements connus obtenus à moins de 5 km

**Tableau 2.2** Type de la source sismique

**Tableau 2.3** Coefficient sismique

**Tableau 2.4** Facteur de source proche  $N_v$

**Tableau 4.1** Caractéristiques des composantes sismiques utilisées dans l'analyse dynamique non linéaire 3-D et dans la conception de l'isolateur LRB

**Tableau 4.2** Propriétés du modèle bilinéaire de l'isolateur LRB au niveau DBE

**Tableau 4.3** Performance sismique du bâtiment isolé étudié et des méthodes d'analyse numérique

**Tableau 5.1** Effets du facteur de champ proche sur les résultats de conception géométrique et les caractéristiques dynamiques de l'isolateur LRB au niveau MCE.

**Tableau 5.2** Vérification de la déformation au cisaillement et de la stabilité au niveau MCE

**Tableau 5.3** Effets de l'amortissement supplémentaire sur les résultats de conception géométrique et les caractéristiques dynamiques du niveau de MCE de l'isolateur LRB ( $\zeta_{NFVD} = 20\%$ )

**Tableau 5.4** Effets de l'amortissement supplémentaire sur la réponse de la superstructure au niveau du MCE ( $\zeta_{NFVD} = 20\%$ )

## Liste des symboles

$K_{eff}$ : la rigidité effective

$k_D$ : la rigidité effective au niveau sismique de conception *DBE*

$k_M$ : la rigidité effective au niveau sismique majeur *MCE*

$Z$ : le facteur de zone sismique

$N_V$ : le facteur de la source proche

$C_{VD}$ ,  $C_{VM}$  et  $C_{AD}$ ,  $C_{AM}$ : les coefficients sismiques spectraux (UBC97)

$T_D$  et  $T_M$ : les périodes effectives qui correspondent au niveau sismique *DBE*, *MCE* respectivement

$W$ : le poids du bâtiment

$B$ : le facteur de réduction d'amortissement

$D_D$  et  $D_M$ : les deux déplacements de base à calculer sont, ou le déplacement *DBE* et *MCE* (UBC97)

$\beta_D$  et  $\beta_M$ : l'amortissement effectif dans le système, au niveaux sismique *DBE* et *MCE* (UBC97)

$D_{TD}$  et  $D_{TM}$ : les déplacements totaux, au niveau *DBE* et *MCE* respectivement. (UBC97)

$k_1$ ,  $k_2$ : la rigidité élastique et post-élastique

$Q$ : la force caractéristique.

$W_D$ : la dissipation d'énergie par cycle,

$D_y$ : le déplacement élastique,

$t_r$ : l'épaisseur totale de caoutchouc de l'isolateur

$A$ ,  $\varnothing$ : la section et le diamètre de l'isolateur circulaire

$\sigma_c$ : la contrainte de compression effective sous charges verticales ,

$\sigma_{cr}$ : la contrainte de compression critique,

$G$ : le module de cisaillement du caoutchouc ( $G = 1,06MPa$ )

$\gamma_{max}$  la déformation de cisaillement maximale, ( $\gamma_{max} = 100\%$ )

$S$ : le facteur de forme

$t$ : l'épaisseur de la couche de caoutchouc et  $N$ : le nombre de couches

$t_s$ : l'épaisseur de la plaque en acier.

$A_p$ : la section du noyau en plomb ;  $d_p$ : est le diamètre du noyau en plomb.

$H_p$ : la hauteur effective du noyau en plomb,

$f_{py}$ : la limite d'élasticité du noyau en plomb en cisaillement ( $f_{py} = 8.82 \text{ MN/m}^2$ ),

$h$ : la hauteur totale de l'isolateur

$P_{cr}$ : la charge critique

$\delta_{renversement}$ : le déplacement du au renversement (Rollout)

$\gamma_{sc}$ ,  $\gamma_{eq}$  et  $\gamma_{sr}$ : la déformation de cisaillement due à la compression, au séisme et à la rotation respectivement.

$\zeta_b$ : l'allongement de caoutchouc à la rupture = 500%

$E_c$ : le module de compression du composite caoutchouc-acier.

$P_{DL+LL}$ : la charge verticale

$\gamma_{c DL+LL}$ : la déformation de cisaillement due à la charge verticale

$P_{DL+LL+EQ}$ : la charge verticale dont la charge sismique

## Introduction Générale

### 1. Problématique

Les tremblements de terre sont l'une des catastrophes naturelles les plus fréquentes sur terre. Ils représentent un grave danger, car ils sont généralement imprévisibles. Bien qu'un tremblement de terre ne dure souvent que quelques secondes, ses conséquences peuvent être graves sur le plan humain, avec un grand nombre de victimes à cause de ses effets directs (effondrements de bâtiments, chutes d'objets), et sur le plan économique, avec la destruction de nombreux bâtiments civils et industriels, ponts, routes et voies ferrées, entraînant une perturbation de l'activité économique d'un pays, en particulier dans les zones vulnérables et les zones fortement urbanisées. Ces dégâts humains et économiques pourraient être réduits si l'excitation sismique sur ces bâtiments était réduite à l'aide d'une solution d'ingénierie simple et fiable (Mavroeidis et Papageorgiou, 2003).

Plusieurs techniques d'ingénierie et conceptions parasismiques récentes ont été développées au cours des dernières années pour limiter les effets nuisibles du tremblement de terre sur les structures des bâtiments, parmi lesquelles :

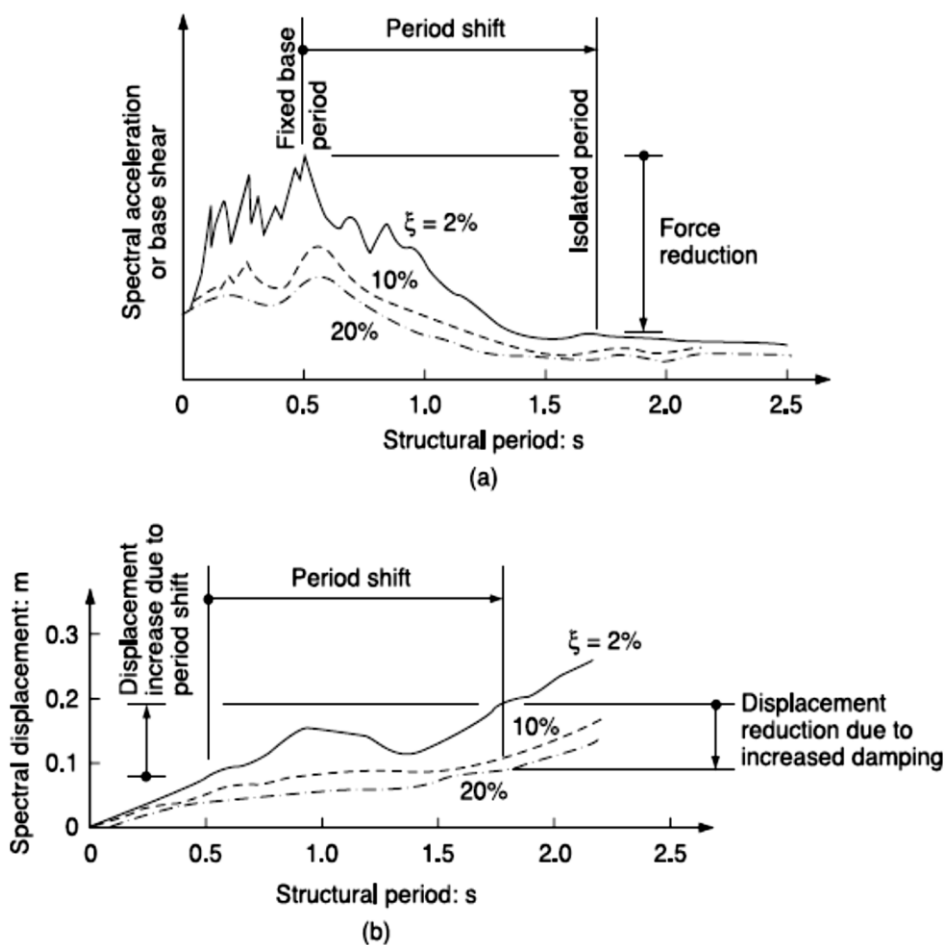
- a) *Augmentation de la capacité de la résistante sismique de la structure*
- b) *Utilisation du système de portique auto-stable*
- c) *Utilisation d'un dispositif d'amortissement*
- d) *Utilisation d'un système d'isolation à la base de la structure.*

Contrairement à l'approche de conception conventionnelle basée sur l'augmentation de la résistance (renforcement) des structures, le concept d'isolation sismique est appuyé sur la réduction significative des charges dynamiques induites par le tremblement de terre à la base des structures elles-mêmes (Micheli et al, 2004). L'isolation sismique c'est un groupe de basse rigidité connu sous le nom d'isolateur, placé entre la fondation et la superstructure. (Islam et al., 2012 ; Kalpakidis, 2021 ; Attanassi et al., 2009)

L'isolation sismique de la structure réduit les effets du tremblement de terre sur cette dernière en offrant une flexibilité et une capacité de dissipation d'énergie qui modifient la réponse structurelle globale et améliorent les performances (Buckle and Mayes, 1990). Cela peut être obtenu par :



- Protéger une partie de la structure en assurant sa réponse élastique ;
- Augmenter la période principale de vibration de la structure pour s'éloigner de la période d'excitation prédominante du tremblement de terre (Figure 1.1);
- Diminuer les accélérations transmises à la structure ;
- Augmenter la capacité globale de dissipation d'énergie de la structure et diminuer le déplacement sismique de la structure.
- Régulariser la réponse, modifier la rigidité relative effective et la résistance des différentes parties de la structure.



**Figure 1.1.** Effet de l'allongement de la période et de l'augmentation de l'amortissement sur la réponse du mouvement sismique : (a) effet du décalage de période sur la force de conception et (b) effet du décalage de période et de l'amortissement sur le déplacement relatif entre le sol et la structure.

L'idée d'utiliser l'isolation à la base est de décaler la fréquence naturelle des structures en éloignant la fréquence de résonance. Cela permet de réduire considérablement le déplacement inter-étages des structures. De plus, cette approche consiste à découpler les structures des excitations sismiques en introduisant des éléments dissipatifs et flexibles au niveau de l'isolation. Ces éléments réduisent la transmission de la force sismique du sol à la superstructure en décalant la période fondamentale de la structure. Cela signifie que les forces d'inertie qui affectent la structure seront plus faibles. Cependant, le décalage de période doit être dans une limite raisonnable, car une période plus longue entraînera une augmentation du déplacement au niveau du système d'isolation (Amiri et Namiranian, 2013).

Ces dernières années, de nombreux tremblements de terre se sont produits dans le monde entier, leur intensité et leur propagation étaient larges, et la plupart étaient des mouvements du sol proches de la faille. Par exemple, le tremblement de terre de Northridge en Amérique en 1994, le tremblement de terre de Kobe au Japon en 1995, le tremblement de terre de Chi-Chi à Taiwan en 1999, et le tremblement de terre de Wenchuan en Chine en 2008. En raison de sa longue période et de son importante amplitude, les mouvements du sol à proximité des failles ont un impact significatif sur les structures, en particulier sur celles équipées par des systèmes d'isolation. Ces dernières sont conçues pour résister aux mouvements du sol éloignés des failles et offrir une excellente performance en termes d'isolation sismique (Fan et Wu, 2016).

Quand la base de la structure devient souple, l'amplitude du mouvement peut devenir très importante et, dans certains cas, indésirable. De plus, prendre en compte la proximité de la faille, la vitesse élevée et la longue période des impulsions sismiques, telles que celles générées par les tremblements de terre de Northridge et de Kobe, peut s'avérer difficile à gérer (Kelly, 1999). En effet, les mouvements du sol à proximité de la faille sont caractérisés par des impulsions sismiques de longue durée, avec des déplacements importants pouvant conduire au flambement ou à la rupture des isolateurs (Nagarajaiah et Ferrel, 1999). Cependant la conception des structures à base isolée doit répondre à des préoccupations particulières. Les systèmes d'isolation pratiques doivent trouver un équilibre entre l'ampleur de la force d'isolation et les déplacements relatifs acceptables à travers le système d'isolation lors des tremblements de terre. Une description détaillée du sujet peut être trouvée dans (Skinner et al., 1993 ; Naeim et Kelly, 1999 ; Christopoulos et Filiatrault, 2006 ; Priestley, 2008).

Les mouvements du sol à proximité de la faille, définis comme ceux enregistrés à une distance d'environ 20 km de la faille de rupture, sont significativement différents de ceux observés plus loin de la source sismique. En particulier, les mouvements du sol à proximité de la faille, qui sont affectés par les effets de directivité de rupture, sont caractérisés par une période d'impulsion plus importante au début de l'histoire temporelle.

Ces impulsions de directivité droite sont observées plus clairement dans l'histoire temporelle de la vitesse. Les mouvements du sol sous forme d'impulsions exercent une sollicitation importante sur les structures et peuvent entraîner un grand déplacement inélastique, résultant en des déformations permanentes significatives. La conception de systèmes d'isolation capables de résister à ces mouvements sévères est souvent un défi, car les isolateurs doivent être très grands, rigides et solides, ce qui réduit leur capacité à isoler efficacement les structures lors d'événements sismiques modérés (Sabegh et Alizadeh, 2012 ; Rezaei et Amiri 2016).

En effet, même les bâtiments isolés peuvent subir des dommages importants lorsqu'ils sont exposés à des séismes en champ proche, car ces séismes génèrent des ondes sismiques plus intenses que les séismes en champ lointain (Alhan et al., 2016).

Les séismes en champ proche sont capables d'introduire une grande quantité d'énergie dans les structures avec des impulsions de longue période qui peuvent entraîner des déformations inélastiques et des dommages importants aux bâtiments isolés à la base. Les séismes en champ proche peuvent également causer un déplacement et même une défaillance complète du système d'isolation. Il est donc essentiel de vérifier les performances des isolateurs et de la superstructure sous une excitation sismique en champ proche pour assurer une protection adéquate contre les dommages causés par les séismes (Kalkan et Kunnath, 2006 ; Li et Xie, 2007).

De plus, le contenu fréquentiel du mouvement transmis par les isolateurs à la superstructure peut devenir critique lorsque l'intensité d'impulsion est telle que la superstructure subit des déformations plastiques (Vestroni et al., 1991) ; également, l'amplification de la réponse structurelle est possible en raison de la longue durée de l'impulsion (Mazza et Vulcano, 2009).

En résumé, l'isolation sismique est une technique utilisée pour réduire les dommages causés par les séismes en découplant le mouvement des structures et de celui des excitations sismiques. Cela s'accomplit en plaçant des éléments dissipatifs et flexibles au niveau de l'isolation pour réduire la transmission de la force sismique du sol à la superstructure.

Il existe différents types d'isolateurs sismiques disponibles sur le marché, chacun ayant ses propres avantages et inconvénients. En ce qui concerne les études de cas, de nombreux bâtiments et structures ont été réalisés à l'aide de systèmes d'isolation sismique dans différents pays, tels que le Japon, les Etats-Unis, l'Italie et la Turquie.

Ces études montrent que l'utilisation de systèmes d'isolation sismique peut réduire considérablement les dommages causés par les tremblements de terre et améliorer la sécurité des bâtiments et des personnes. Cependant, cette technique peut être complexe à mettre en œuvre lorsque les séismes se produisent à proximité d'une faille, car ces séismes se caractérisent par des impulsions de longue durée et des déplacements importants qui peuvent entraîner des déformations permanentes et des dommages importants aux structures isolées. Il est donc essentiel de trouver un équilibre entre l'ampleur de la force d'isolation et les déplacements relatifs acceptables pour garantir la sécurité des bâtiments isolés lors des séismes.

Les recherches et développements continuent dans ce domaine pour améliorer les performances globales de l'isolation sismique.

## 2. Objectifs

La thèse en question vise à concevoir des systèmes d'isolation sismique fiables en évaluant leur réponse sismique globale en termes de stabilité et de déformation en cisaillement, en particulier lors de mouvements du sol proches de la faille active, où les dispositifs d'isolation sismique peuvent offrir des performances inadéquates en raison des déplacements importants de l'isolateur provoqués par les grandes périodes de vitesse du mouvement du sol. L'étude se concentre sur l'analyse des paramètres qui influencent le comportement dynamique des systèmes d'isolation à la base, en particulier le système d'isolation type *LRB*, lorsqu'il est soumis à des mouvements du sol proches de failles actives.

Étant donné que le système *LRB* est couramment utilisé pour l'isolation sismique à la base, il est impératif d'étudier les paramètres qui influent sur le comportement dynamique de ce système lors d'événements sismiques de niveaux *DBE* et *MCE*. Afin d'examiner la performance sismique et l'efficacité des systèmes d'isolation à la base conçus selon les normes *UBC97* (Uniform Building Code, 1997), des analyses sismiques non linéaires 3-D ont été effectuées sur des modèles d'un bâtiment à plusieurs étages, certains étant fixés à leur base, tandis que d'autres sont isolés avec des isolateurs de type *LRB*. Ces modèles ont été soumis à trois mouvements du sol en champ proche, enregistrés dans trois stations différentes situées à des distances variables par rapport à la faille sismique active lors du séisme de 1994 à Northridge de magnitude 6,7, avec les distances les plus proches d'environ 5,54 km, 11,39 km et 17,82 km.

Des questions importantes concernant l'analyse et la conception de bâtiments isolés à la base sous des mouvements de sol en champ proche aux niveaux *DBE* et *MCE* sont discutées. De plus, les performances numériques de deux méthodes d'analyse pour résoudre les équations dynamiques non linéaires en 3D des modèles de la structure à plusieurs étages étudiés sont comparées à l'aide des algorithmes de Newmark et Fast Nonlinear Analysis (*FNA*).

Enfin, des conclusions et des recommandations d'importance en ingénierie sont formulées pour la conception fiable de systèmes d'isolation sismique à la base aux niveaux sismiques *DBE* et *MCE*, notamment sur la performance numérique des deux méthodes d'analyse dynamique utilisées dans l'étude.

### **3. Organisation de la thèse**

Pour atteindre ces objectifs, cette thèse comporte cinq chapitres :

Dans le premier chapitre de la présente thèse, nous introduisons le sujet de la thèse et présentons un aperçu général de la recherche. Nous explorons également l'historique et les applications du système d'isolation sismique à la base, en mettant l'accent sur les différents types d'appuis élastomères, les méthodes d'isolation par glissement, et les dispositifs de dissipation d'énergie. Enfin, nous présentons quelques exemples de bâtiments existants isolés à la base en zone sismique à travers le monde.

Chapitre 2 se penche sur les effets des mouvements de sol proches de la source sismique sur les bâtiments équipés de systèmes d'isolation à la base. Nous examinons en détail les caractéristiques des mouvements sismiques en champ proche, les mécanismes des failles, la propagation de la rupture de la faille et l'impulsion de vitesse. De plus, nous abordons les modifications nécessaires dans les codes de conception sismique pour prendre en compte les effets de la faille proche et présentons une méthode simplifiée de calcul.

Chapitre 3 se concentre sur l'isolateur sismique de type *LRB* (avec noyau en plomb). Nous examinons les modèles d'hystérésis et bilinéaires de cet isolateur, ainsi que les procédures de conception, y compris les propriétés mécaniques et géométriques.

Dans le chapitre 4, nous effectuons des analyses dynamiques non linéaires en *3D* pour évaluer la performance sismique de la structure équipée de l'isolateur *LRB*. Nous décrivons en détail la modélisation de la structure, les équations de mouvement et les méthodes d'analyse utilisées. Nous définissons également les critères de performance basés sur les déplacements, les accélérations et les cisaillements.

Le chapitre 5 traite des aspects liés à la stabilité et à la déformation de cisaillement de l'isolateur *LRB*. Nous abordons la conception géométrique de l'isolateur, la vérification de sa stabilité sous des charges verticales de compression, le renversement (*Rollout*), les déformations de cisaillement et la condition du noyau en plomb. Enfin, nous évaluons l'efficacité globale de l'isolateur *LRB*.

Chacun de ces chapitres contribue à une compréhension approfondie de l'isolation sismique à la base et de ses implications pour la conception parasismique des bâtiments.

Enfin, cette thèse de doctorat sera clôturée par des conclusions générales et des recommandations utiles sur le plan pratique, qui retraceront les grandes lignes du travail effectué et souligneront les différents résultats obtenus, tant du point de vue de la formulation et de la modélisation que du point de vue du comportement dynamique et de la réponse sismique non-linéaire des structures.

## CHAPITRE I

### 1 TRAVAUX ANTERIEURS

---

- 1.1 Introduction
- 1.2 Historique et application du système d'isolation sismique à la base
- 1.3 Système d'isolation à base d'élastomères
  - 1.3.1 Appuis à faible amortissement (*LDRB*)
  - 1.3.2 Appuis à fort amortissement (*HDRB*)
  - 1.3.3 Appuis en élastomère avec noyau en plomb (*LRB*)
- 1.4 Système d'isolation par glissement
  - 1.4.1 Appuis à pendule simple (*FPS*)
  - 1.4.2 Appuis multi-pendulaires
- 1.5 Dispositifs de dissipation d'énergie
  - 1.5.1 Amortisseurs à fluide visqueux
  - 1.5.2 Amortisseurs hystérétiques
- 1.6 Exemples des bâtiments existants isolés à la base en zone sismique
  - 1.6.1 Application au Japon
  - 1.6.2 Application au Russe
  - 1.6.3 Application aux USA
  - 1.6.4 Application en Chine
  - 1.6.5 Application en Italie
  - 1.6.6 Application en Algérie
- 1.7 Conclusion

## **1.1 Introduction**

Les systèmes d'isolation sismique ont été initialement développés pour être utilisés dans des régions soumises à une activité sismique intense. Un historique de l'application de ces systèmes est présenté dans la section 1.2. Divers systèmes d'isolation sismique passifs, tels que les appuis en élastomère ou à glissement, sont largement commercialisés et utilisés grâce à leur simplicité, fiabilité et efficacité. De plus, d'autres dispositifs tels que les amortisseurs sont également couramment employés. Ces types d'isolation, avec leurs spécifications, sont présentés dans les sections 1.3 à 1.5. Quelques exemples d'application dans des projets à travers le monde sont exposés dans la section 1.6.

## **1.2 Historique d'application des systèmes d'isolation sismique à la base**

L'isolation sismique a été introduite pour la première fois en 1885 par John Milne, qui a utilisé des dispositifs à billes et des plaques en fonte sphérique pour construire un système d'isolation sismique pour un bâtiment à Tokyo. Plus tard, en 1969, l'utilisation d'appuis en élastomère a été introduite dans la construction parasismique à l'école Pestalozzi à Skopje, en Yougoslavie (Kelly, 1986). Cependant, l'utilisation de caoutchouc sans confinement en acier a entraîné une combinaison indésirable de modes de vibration horizontaux et basculants sous une excitation sismique, mettant en évidence la nécessité de poursuivre les recherches dans ce domaine.

L'idée de l'isolation sismique est apparue à la fin du *XIXe* siècle, mais il a fallu attendre les années 1980 pour qu'elle soit mise en pratique de manière efficace grâce au développement de composants d'isolation appropriés. La recherche en Nouvelle-Zélande dans les années 1960 par le département de la recherche scientifique et industrielle a conduit au développement d'appuis en caoutchouc au plomb, un système qui a été largement utilisé dans le monde entier. L'appui en caoutchouc au plomb est un système en caoutchouc stratifié pour une flexibilité horizontale et un noyau central en plomb ajusté par pression pour dissiper l'énergie.

Les appuis au plomb ont été largement utilisés dans le monde entier, l'édifice William Clayton étant le premier construit à Wellington, en Nouvelle-Zélande, en 1981. Un autre type d'isolateur en élastomère est l'appui en caoutchouc à amortissement élevé, qui a été utilisé pour la première fois au Foothill Communities Law and Justice Center de Rancho Cucamonga, aux États-Unis, en 1985.



Depuis le développement initial de dispositifs d'isolation fiables et pratiques au début des années 1970, l'isolation sismique a été adoptée dans plus de 30 pays, la majorité se trouvant au Japon, en Chine, en Russie, en Italie, aux États-Unis, en France, en Arménie, à Taïwan et en Nouvelle-Zélande (Martelli, 2007). Ainsi que des dispositions de conception détaillées ont été incorporées dans plusieurs codes de construction. Le Japon est devenu un leader mondial dans l'application et l'avancement de la technologie d'isolation sismique, en grande partie en raison de l'importance du risque sismique mis en évidence par le tremblement de terre de Kobe en 1995 (Clark et al., 2000). L'isolation sismique à la base est l'une des options technologiques les plus efficaces pour la protection passive des structures et pour l'amélioration de la performance structurelle. Parmi les systèmes les plus couramment adoptés pour l'isolation sismique des bases, sont : les isolateurs en élastomère laminé qui utilisent des couches de caoutchouc ou d'autres matériaux élastomères pour isoler la structure du sol en dessous, les systèmes pendulaires à friction utilisent des pendules ou des ressorts pour absorber les forces sismiques, tandis que les isolateurs à friction en acier au téflon utilisent des isolateurs en acier et en téflon pour glisser les uns sur les autres pour absorber les forces sismiques. Les isolateurs en caoutchouc laminé sont considérés comme les plus efficaces d'isolation sismique, durables, économiques et ont un meilleur contrôle (Deb, 2004).

### **1.3 Systèmes d'isolation à base d'élastomère**

#### **1.3.1 Appuis à faible amortissement (*LDRB*)**

Les appuis à faible amortissement (*LDRB*) sont des dispositifs d'isolation sismique qui constituent des couches fines de caoutchouc naturel ou néoprène vulcanisé, alternant avec des plaques en acier (Figure 1.2). Les *LDRB* ont un amortissement faible, équivalent à un taux d'amortissement critique compris entre 2 et 5%, ainsi qu'une rigidité axiale élevée et une faible rigidité au cisaillement. En raison de leur faible amortissement, ils peuvent cependant entraîner des déformations importantes et des phénomènes d'instabilité. Ce type d'isolateur présente une réponse sensiblement linéaire (Figure 1.3) et les propriétés du caoutchouc contrôlent essentiellement la dissipation d'énergie (Constantinou et al., 2007 ; Clark et Kelly, 1994). Ainsi, la dureté du matériau en caoutchouc est un élément à prendre en compte pour déterminer la plage possible du module de cisaillement des isolateurs élastomères. La dureté du caoutchouc est mesurée à l'aide d'un instrument appelé duromètre. Le module de cisaillement des (*LDRB*) se situe généralement entre 0,65 et 1,0 MPa.

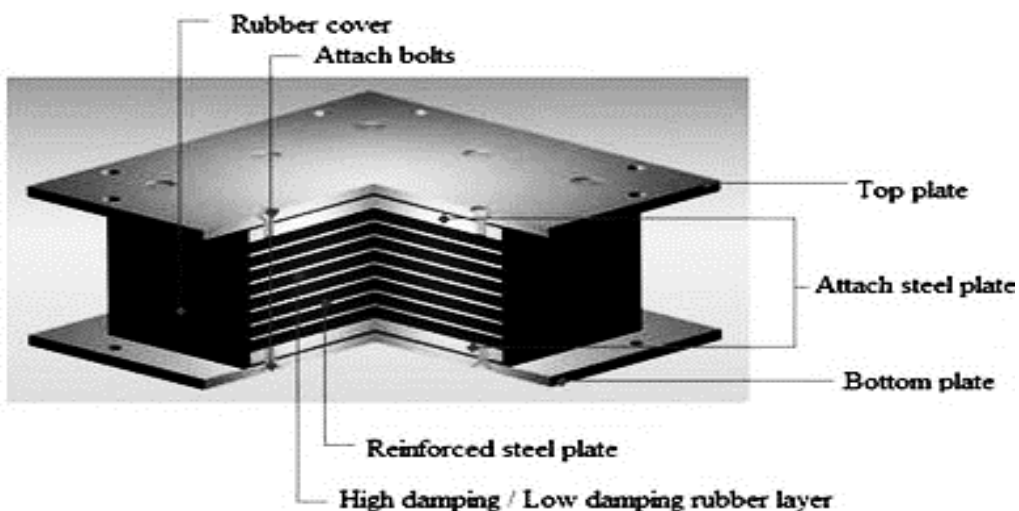


Figure 1.2. Appui en élastomère à faible / élevé amortissement (Roy et Dash, 2018).

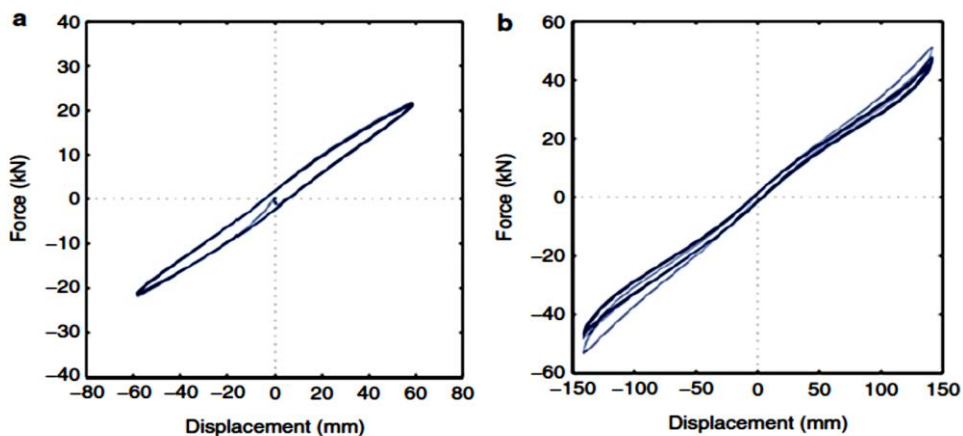


Figure 1.3. Hystérésis des appuis en caoutchouc à faible amortissement (a)  $\gamma=75\%$  (b)  $\gamma=175\%$  (Constantinou et al., 2007)

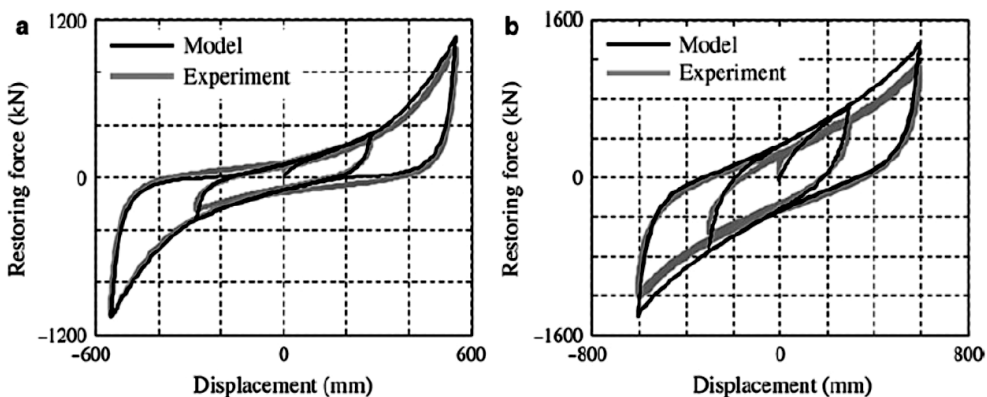


Figure 1.4. Hystérésis des appuis HDRB à grande échelle sous : (a) substantielle contrainte de cristallisation et (b) faible contrainte de cristallisation (Yamamoto et al., 2012).

### 1.3.2 Les appuis à fort amortissement (*HDRB*)

Les appuis à fort amortissement (*HDRB*) ont une constitution similaire à celle des appuis précédents (*LDRB*), mais ils ont une capacité dissipative plus élevée en raison de leur composition spécifique du caoutchouc qui intègre des additifs tels que des résines, des huiles, etc. afin d'augmenter l'amortissement inhérent du caoutchouc. Leur amortissement équivalent est compris entre 10 % et 20 %. Les *HDRB* ont été utilisés pour la première fois aux États-Unis en 1986 et sont maintenant largement utilisés aux États-Unis, au Japon et en Italie. Les appuis *HDRB* se caractérisent par un module de cisaillement effectif  $G_{eff}$  et d'amortissement visqueux équivalent  $\zeta_{eq}$  qui dépend principalement de la déformation de cisaillement et du vieillissement. Les *HDRB* ont un comportement fortement non linéaire, avec une augmentation évidente de la rigidité pour une déformation de cisaillement supérieure à 120-150%. Cette augmentation de la rigidité est causée par le phénomène connu sous le nom de contrainte de cristallisation, qui est une caractéristique distinctive des *HDRBs*. Les boucles d'hystérésis des *HDRB* avec et sans contrainte de cristallisation sont illustrées à la Figure 1.4. (Margan et al., 2001 ; Yamamoto et al., 2012).

### 1.3.3 Les appuis en élastomère avec noyau en plomb (*LRB*)

Les appuis en élastomère avec noyau de plomb (*LRB*) sont des dispositifs d'isolation sismique composés de couches horizontales alternées d'acier et de caoutchouc laminé à faible amortissement avec un noyau central en plomb qui s'étend sur toute la profondeur de l'appui (Figure 1.5).

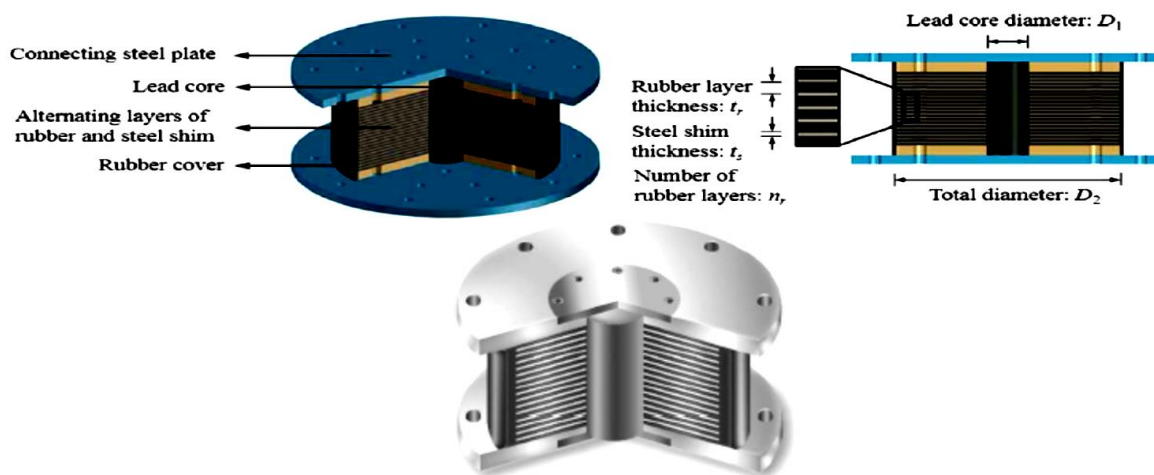
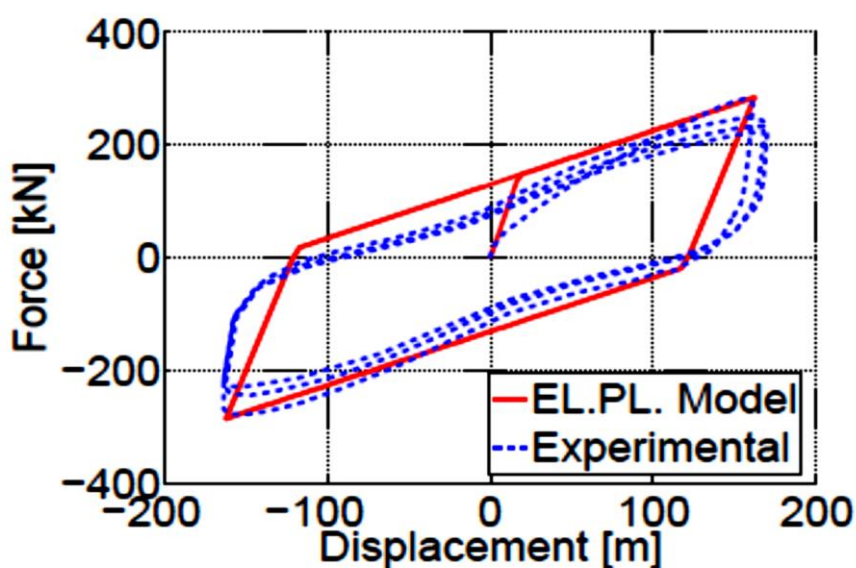


Figure 1.5. Appui typique en élastomère avec noyau en plomb et coupes montrant la construction interne (Takenaka Corp., Japan).

L'acier fournit la rigidité verticale au système d'isolation et la rigidité nécessaire sous les charges de service, tandis que le noyau de plomb renforce la résistance aux forces horizontaux relativement faibles et améliore la capacité de dissipation d'énergie. Les *LRBs* ont un comportement linéaire et peuvent être décrits à l'aide d'un modèle élasto-plastique. La courbe force-déplacement horizontale résultante est illustrée dans la Figure 1.6 (Zayas et al.,1987). Elle peut être interprétée comme une combinaison de la réponse linéaire de l'appui en caoutchouc et de la réponse élasto-plastique du noyau de plomb confiné. Par conséquent, nous pouvons le décrire en utilisant un modèle élasto-plastique à durcissement, comme illustré à la figure 1.6.



**Figure 1.6.** Relation force-déplacement d'un appui en élastomère en caoutchouc avec un noyau de plomb (*LRB*) : résultat du test expérimental (sous l'autorisation de *AGOM International Srl* et le modèle élasto-plastique (Attanasi et al., 2009).

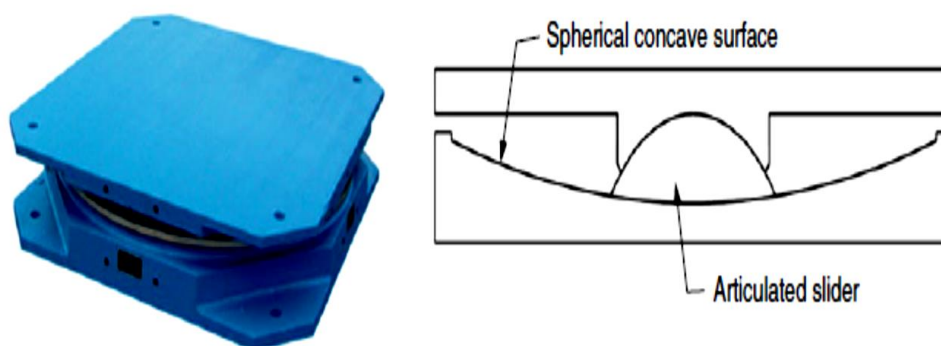
Le déplacement maximum du *LRB* dépend soit de la contrainte de cisaillement admissible dans le caoutchouc, soit de la stabilité globale du dispositif sous la charge verticale. La rigidité post-élasticité correspond à la simple rigidité du caoutchouc et la branche de déchargement de la courbe force-déplacement est approximativement parallèle à la branche de rigidité initiale jusqu'à la déformation du noyau dans la direction opposée. En se référant aux géométries et aux proportions typiques entre le noyau de plomb et le caoutchouc, la force d'élasticité est dans la gamme de la moitié de la force ultime et la rigidité post-élasticité dans la gamme d'un dixième de la rigidité initiale (Priestly et al., 2008).

## 1.4 Système d'isolation par glissement

Les appuis à frottement sont des mécanismes d'isolation sismique qui utilisent un support qui repose sur une interface glissante pour soutenir le poids de la structure. La plupart des appuis à frottement utilisent des matériaux à faible coefficient de frottement tels que le polytétrafluoroéthylène (*PTFE*) et l'acier inoxydable comme matériaux d'interface. Lorsque l'excitation horizontale est supérieure à la force de frottement statique, il y a glissement entre la structure et son support, ce qui limite la transmission de la force horizontale à travers l'interface de glissement. Cependant, les appuis à frottement nécessitent une force de rappel pour limiter le déplacement résiduel de la structure après un séisme. Cette force de recentrage peut être réalisée par un dispositif élastique supplémentaire ou bien par la géométrie de l'appui, comme c'est le cas pour les pendules de frottement (*FPS* : Friction Pendulum System).

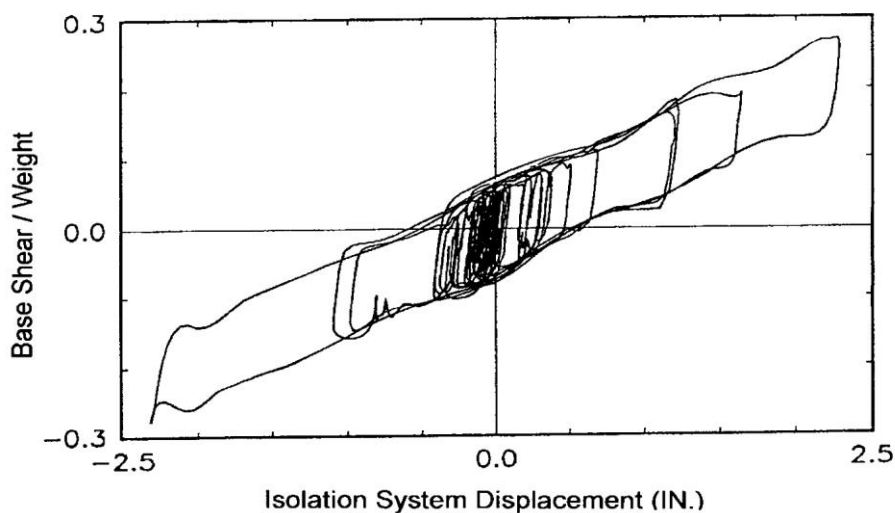
### 1.4.1 Appuis à simple pendule (*SP*)

L'appui à simple pendule (*SP*) est un type d'appui à frottement décrit par (Zayas et al., 1990) qui a été le premier appui à glissement fabriqué à utiliser le concept du pendule. Il est composé d'une surface sphérique concave en acier inoxydable sur laquelle glisse un patin articulé (Figure 1.7) recouvert d'un matériau à faible coefficient de frottement, tel que *PTFE*. La force de rappel est générée par le poids propre du patin relié à la structure par des plaques d'ancrage, et l'énergie est dissipée par frottement. Le patin est relié à la structure par des plaques d'ancrage et supporte la charge verticale. La force de rappel est générée par le poids propre quand la structure « monte » le long de la surface sphérique, alors que l'énergie est dissipée par frottement.



**Figure 1.7.** Photo (à gauche) et coupe (à droite) d'un typique appui à simple pendule

La Figure 1.8 montre une boucle d'hystérésis typique pour un système FPS dans un programme expérimental de table vibrante (Al-Hussaini et al., 1994), qui montre la nature linéaire de la force de rappel, la rigidité élevée avant le glissement et la dissipation d'énergie due au frottement de glissement.



**Figure 1.8.** Boucle d'hystérésis des tests de la table vibrante sur le FPS

### 1.4.2 Appuis multi-pendulaires

Les appuis multi pendulaires sont une évolution récente dans la conception des appuis à pendule. Ils utilisent plusieurs mécanismes de pendule indépendants pour offrir une flexibilité accrue de conception. Contrairement à l'appui à simple pendule qui caractérise le comportement cyclique ( $R$  et  $u$ ), l'appui multi-pendulaire offre une grande flexibilité, car les longueurs de pendule et les coefficients de frottement peuvent être spécifiques à chaque mécanisme pendulaire indépendant. L'appui à triple pendule ( $TP$ ) introduit par  $EPS$  (*Earthquake Protection Systems*), Inc., est composé de quatre surfaces concaves et de trois mécanismes pendulaires indépendants. La glissière externe se compose de surfaces concaves de chaque côté de la glissière interne cylindrique avec une interface à faible frottement aux deux extrémités. Cela forme un mécanisme pendulaire et définit les propriétés du système d'isolation sous de faibles niveaux d'excitation. La glissière externe aussi se compose d'interfaces glissantes entre les glissières extérieures supérieures et inférieures et les principales surfaces sphériques de l'appui.

La surface de glissement inférieure est en contact avec une surface sphérique d'un rayon particulier de courbure, formant le deuxième mécanisme de pendule. Ce mécanisme définit les propriétés primaires du système d'isolement sous des niveaux d'excitation modérés. La surface de glissement supérieure est en contact avec une autre surface sphérique d'un rayon de courbure particulier, formant le troisième mécanisme pendulaire. Le coefficient de frottement de cette troisième interface de glissement est suffisamment élevé pour empêcher le glissement jusqu'à ce qu'un niveau extrême d'excitation. Pour ce type d'appui les paramètres caractérisant le comportement cyclique sont  $(R1, u1)$  pour les interfaces de glissement concaves intérieures,  $(R2, u2)$  pour la surface extérieure inférieure et  $(R3, u3)$  pour la surface extérieure supérieure (Al-Hussaini et al., 1994).



Figure 1.9. Composantes internes d'un appui à triple pendule TP (sous l'autorisation d'EPS, Inc.)

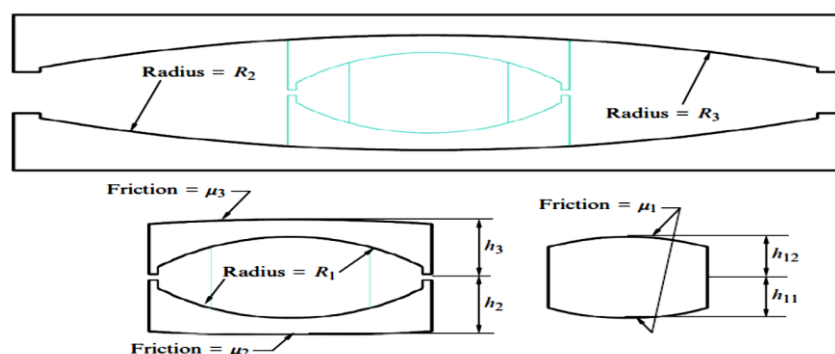


Figure 1.10. Coupe transversale fragmentée d'un appui à triple pendule montrant les paramètres géométriques et de frottement

Les Figures 1.9 et 1.10 illustrent un appui à triple pendule. Compte tenu de la géométrie et des propriétés de l'appui *TP*, la relation force-déplacement de l'élément peut être dérivée en prenant l'équilibre dans la configuration déformée. L'appui *TP* ne peut pas être traité simplement comme une série de trois éléments à un seul pendule, car cela ignorerait la rotation relative de la glissière intérieure par rapport aux surfaces concaves extérieures.

La caractéristique principale de l'appui *TP* est que les propriétés de rigidité et d'amortissement évoluent avec l'augmentation du déplacement. De plus, cette évolution de la rigidité et de l'amortissement peut être contrôlée en faisant varier les rayons et les coefficients de frottement de chaque surface de glissement (Morgan, 2007 ; 2021). Il en résulte une grande variété de relations d'hystérésis réalisables, et une bonne optimisation des paramètres aboutit à un appui *TP* qui est réglé pour un risque sismique particulier et un objectif de performance (Figure 1.11)

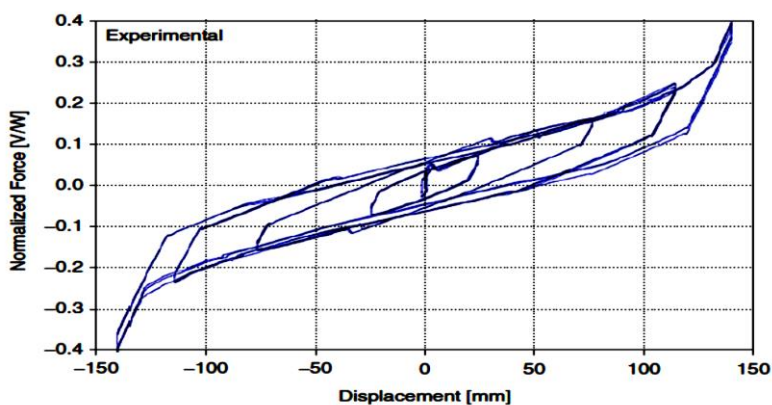


Figure 1.11. Comportement cyclique d'un appui à triple pendule à échelle réduite (Fenz et Constantinou, 2008).

## 1.5 Dispositifs de dissipation d'énergie

La prise en compte de la dissipation d'énergie est un aspect crucial dans la conception des structures soutenues par des systèmes d'isolation sismique. Les amortisseurs visqueux sont des dispositifs qui utilisent la viscosité de l'huile ou de la graisse pour dissiper l'énergie. Ils sont souvent utilisés pour contrôler les déformations horizontales et les rotations dans les structures isolées. En revanche, les amortisseurs hystérétiques utilisent l'énergie de déformation pour dissiper l'énergie et sont souvent employés pour gérer les déformations verticales dans les structures isolées. Les amortisseurs hystérétiques peuvent être à base de métal, de béton ou de composites.

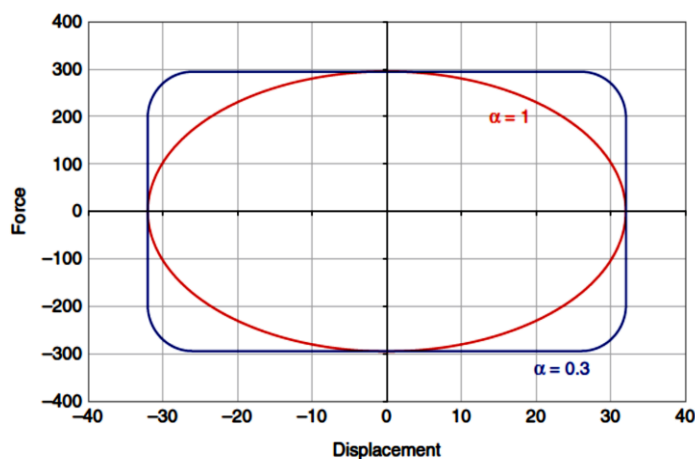


Il est important de noter que l'utilisation de dispositifs de dissipation d'énergie supplémentaires peut avoir des conséquences sur la performance globale de la structure isolée. Il est donc important de les utiliser de manière judicieuse et de les intégrer correctement dans la conception globale de la structure. Dans de tels cas, des dispositifs de dissipation d'énergie supplémentaires peuvent être spécifiés pour contrôler les déformations attendues. Ces dispositifs peuvent être classés comme amortisseurs visqueux ou amortisseurs hystérétiques.

### 1.5.1 Amortisseurs à fluide visqueux

Les amortisseurs à fluide visqueux (*Fluid Viscous Dampers*) *FVD* sont des dispositifs de dissipation d'énergie (Constantinou et Symans, 1993 ; Deringol et Guneyisi, 2021). Ils dissipent l'énergie en faisant passer un fluide visqueux à travers un ensemble d'orifices dans une tête de piston, ce qui entraîne une génération de chaleur. Les *FVD* sont des dispositifs de précision, conçus pour atteindre un coefficient d'amortissement cible et une dépendance à la vitesse. La force  $F_d$  d'un amortisseur visqueux dépend du coefficient d'amortissement  $c_d$  et d'un exposant de vitesse  $\alpha$ .

Dans le cas où  $\alpha = 1$ , l'amortisseur est classé comme amortisseur visqueux linéaire. Sinon, il est classé comme non linéaire. Les amortisseurs linéaires présentent une boucle elliptique de déplacement de force pour le mouvement harmonique, tandis que les amortisseurs non linéaires présentent des boucles rectangulaires avec des coins arrondis (Figure 1.12).

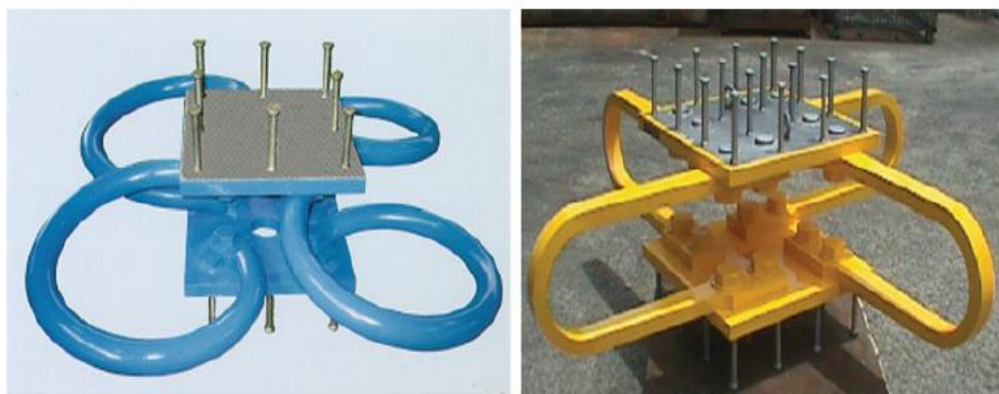


**Figure 1.12.** Relation force-déplacement pour amortisseur linéaire visqueux ( $\alpha=1$ ) et amortisseur non-linéaire visqueux ( $\alpha=0.3$ ).

### 1.5.2 Amortisseurs hystérétiques

Les dispositifs qui utilisent l'élasticité métallique ou le frottement pour dissiper l'énergie sont appelés amortisseurs hystérétiques. Ces amortisseurs sont caractérisés par une raideur élastique  $k_e$  et une force d'élasticité  $f_y$  et présentent généralement un comportement élasto-parfaitement plastique, similaire à celui des appuis élastomères avec noyau en plomb. Deux amortisseurs hystérétiques qui ont été mis en œuvre au Japon sont illustrés sur la Figure 1.13. Contrairement aux amortisseurs visqueux, les amortisseurs hystérétiques sont dépendants du déplacement et de la force produite dans le système d'isolation.

En conséquence, l'ajout d'amortisseurs hystérétiques peut augmenter les forces appliquées sur la superstructure et les fondations, même s'ils réduisent les déplacements de crête des isolateurs (Lin et al., 2013).



**Figure 1.13.** Amortisseurs de déformation métallique destinés à être utilisés au niveau du plan d'isolation.

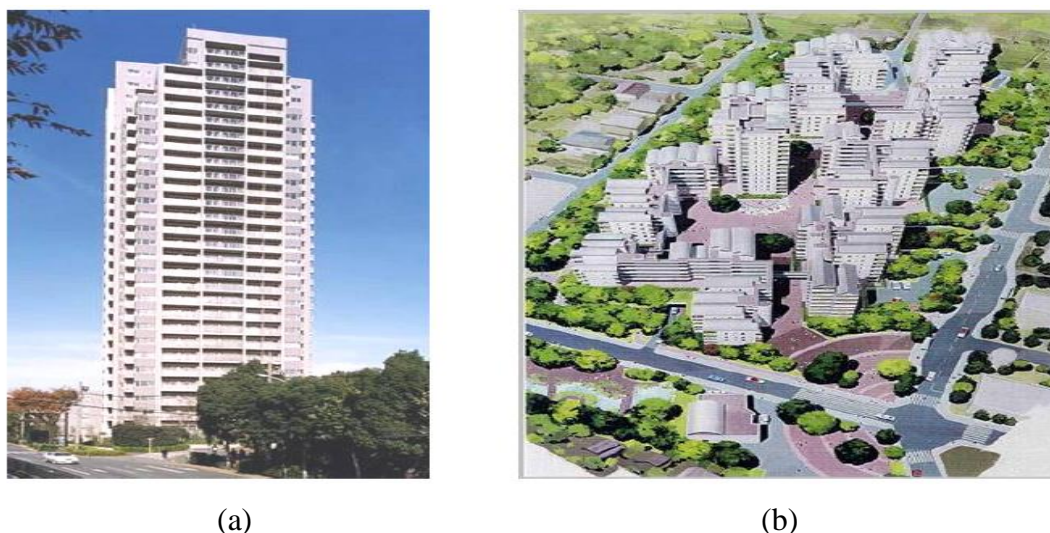
### 1.6 Exemples des bâtiments existants isolés à la base en zone sismique

Le nombre de structures dans le monde protégées par des systèmes modernes de contrôle passif des vibrations sismiques, tels que l'isolation sismique, la dissipation d'énergie, les amortisseurs de chocs et les dispositifs en alliage à mémoire de forme, connaît une augmentation significative. L'influence décisive de l'expérience sismique et de la disponibilité et des caractéristiques des règles de conception utilisées dans chaque pays sur l'extension de l'application des systèmes d'isolation sismique dans un tel pays a été confirmée par les données récentes. Le Japon a consolidé son leadership mondial avec plus de 150 projets de construction de bâtiments équipés par des systèmes d'isolation sismique par ans, (total d'environ de 8000 bâtiments selon des déclarations en 2015) ainsi que de nombreux autres protégés par des systèmes à déplacement contrôlé (ED).

En de deuxième position, avec plus de 4000 bâtiments isolés (déclaration 2015), se trouve la République populaire de Chine. La Fédération de Russie se classe en troisième position pour le nombre de bâtiments isolés (600 en 2015). L'Italie est le quatrième pays pour le nombre de bâtiments isolés, avec 400 bâtiments isolés déjà ouverts à l'activité, dont 19 protégés par des systèmes de dissipation d'énergie ou des dispositifs en alliage à mémoire de forme, et 28 protégés par des émetteurs de chocs. Aux États-Unis, le nombre total de bâtiments isolés est limité à environ 250, dont la majorité sont des rénovations de structures existantes, en raison du code de conception très strict pour les systèmes d'isolation sismique des bâtiments.

### 1.6.1 Application au Japon

Au Japon, grâce à la disponibilité d'un code spécifique adéquat d'utilisation des systèmes d'isolation sismique (*HDRB et LRB*), le pays a consolidé son leadership mondial avec plus de 8000 bâtiments isolés en 2015. Cette adoption des systèmes d'isolation qui avaient été initiés après l'excellent comportement de deux bâtiments isolés près de Kobe pendant le tremblement de terre de Hyogo-ken Nanbu 1995, confirmé plus tard par tous les bâtiments isolés japonais frappés par des tremblements de terre subséquents. Au Japon, la tendance actuelle est à l'isolation même des gratte-ciels et des ensembles de bâtiments soutenus par une base commune isolée en béton armé (sol artificiel), ce qui permet d'économiser les coûts de construction (Figure 1.14). En outre, plusieurs bâtiments japonais ont été protégés par différents types d'amortisseurs.



**Figure 1.14.** Exemple de bâtiments isolés au Japon à Tokyo : a) Gratte-ciel 87.4 m  
b) Plan d'un complexe de vingt et un bâtiments

### 1.6.2 Application au Fédération de Russie

La Fédération de Russie reste deuxième pour le nombre de bâtiments isolés (600 en 2015). L'utilisation de systèmes d'isolation modernes (à savoir les *HDRB*), similaires à celles adoptées dans les autres pays, remplace désormais celle de l'ancien (à prix réduit), installé depuis les années 1970. Les applications récentes en Russie comprennent la rénovation de bâtiments historiques importants et de nouvelles conceptions concernent même des immeubles de grande hauteur (Figure 1.15).



a)



b)

**Figure 1.15.** Exemple de bâtiments isolés en Russie : a) La banque centrale de la ville d'Irkoutsk modernisée avec des *HDRBs* b) le théâtre national de drame de Gorno-Altaiisk modernisé avec *HDRB* et *VEDs*

### **1.6.3 Application aux USA**

Aux États-Unis, l'application des systèmes modernes de contrôle passif des vibrations sismiques (*SVPC*) aux ponts et aux viaducs et, pour les amortisseurs, également aux bâtiments, progresse toujours de manière satisfaisante. Cependant, malgré l'excellent comportement de certains bâtiments isolés importants des États-Unis pendant le tremblement de terre de Northridge en 1994 et une longue expérience d'application (depuis 1985), il n'y a maintenant qu'un nombre limité de nouvelles applications de ce genre, en raison du code de conception en vigueur très pénalisant pour les bâtiments isolés, les bâtiments isolés sont maintenant environ 200 bâtiment, dont la plupart assez importants et la moitié, ce sont des rénovations (Figure 1.16).

### **1.6.4 Application en Chine**

La République populaire de Chine se classe deuxième au niveau mondial en termes d'utilisation des systèmes d'isolation sismique, avec plus de 4000 bâtiments isolés, en 2015. Depuis quelques années, il y a eu une augmentation significative du nombre d'applications, en particulier pour les immeubles d'habitation, et de grands travaux sont en cours, tels que les 50 immeubles isolés du nouveau centre résidentiel de Pékin (Figure 1.17).

### **1.6.5 Application en Italie**

Actuellement, l'Italie occupe la quatrième place en termes de nombre de bâtiments isolés déjà ouverts à l'activité : ils sont désormais 43 bâtiments, Cependant, après de nombreuses années d'utilisation plutôt limitée des systèmes d'isolation sismique, en raison d'abord de l'absence de règles de conception jusqu'à la fin de 1998, puis de leur inadéquation et du processus d'approbation très compliqué et long jusqu'en mai 2003, il y a maintenant une augmentation significative du nombre de demandes en cours ou en phase de conception avancée (44 bâtiments) dû au nouveau code sismique italien, qui libère et simplifie l'adoption des systèmes d'isolation sismique. Les nouvelles applications concernent non seulement les bâtiments stratégiques et publics, y compris les hôpitaux et les écoles, mais également les bâtiments d'habitation et le patrimoine culturel (Figure 1.18).



**Figure 1.16.** Exemple de bâtiments isolés en USA : Hôpital de l'Université de la Californie du Sud protégés par des LRBs



**Figure 1.17.** Nouveau centre résidentiel à Pékin (480 000 m<sup>2</sup>) isolé par des HDRBs.



**Figure 1.18.** Nouveau centre de défense civile à Foligno isolé par des HDRBs.

### 1.6.6 Application en Algérie

La grande mosquée d'Algérie (Djamaâ El Djazaïr) a été construite en respectant les paramètres modernes parasismiques pour sécuriser ce complexe islamique d'envergure grâce au génie parasismique. La grande mosquée est protégée par un système d'isolation par glissement composé de 246 isolateurs à simple pendule plus des amortisseurs (Figure 1.19).



**Figure 1.19.** La grande mosquée d'Algérie isolée par des isolateurs type SP.

## **1.7 Conclusion**

En conclusion de ce chapitre, nous avons exploré divers systèmes d'isolation à base d'élastomères, notamment les appuis à faible amortissement (*LDRB*), les appuis à fort amortissement (*HDRB*) et les appuis en élastomère avec noyau de plomb (*LRB*). L'isolation par glissement, illustrée par les appuis à pendule simple (*FPS*) et les appuis multi-pendulaires, a également été abordée.

Nous avons ensuite exploré les dispositifs de dissipation d'énergie, tels que les amortisseurs à fluides visqueux et les amortisseurs hystérétiques, qui jouent un rôle crucial dans la réduction des forces sismiques. Enfin, nous avons présenté des exemples de bâtiments existants isolés à la base dans différentes régions du monde, démontrant ainsi l'application pratique et l'efficacité de ces techniques dans des contextes sismiques variés, notamment au Japon, en Russie, aux États-Unis, en Chine et en Italie.

Ce chapitre établit les bases de notre compréhension de l'isolation sismique et nous permet de mieux comprendre les concepts et les méthodes qui seront développés dans les chapitres suivants, approfondissant ainsi notre compréhension de cette discipline cruciale pour la sécurité des infrastructures en zones sismiques.



## CHAPITRE II

### 2 EFFETS DES MOUVEMENTS DE SOL PROCHE DE LA SOURCE SISMIQUE SUR LES BATIMENTS ISOLEES A LA BASE

---

- 2.1 Introduction
- 2.2 Caractéristiques des mouvements sismiques en champ proche
  - 2.2.1 Mécanismes des failles
  - 2.2.2 Propagation de la rupture de la faille
  - 2.2.3 Impulsion de vitesse
- 2.3 Amélioration des codes de conception sismique pour prendre en compte les effets de la faille proche selon l'*UBC97*
  - 2.3.1 Niveaux de mouvement sismique selon l'*UBC97*
    - 2.3.1.1 Séisme de conception (*DBE : Design Basis Earthquake*)
    - 2.3.1.2 Séisme maximal majeur (*MCE : Maximum Capable Earthquake*)
  - 2.3.2 Types de sources sismiques *A, B et C*
  - 2.3.3 Facteur de la zone sismique *Z*
  - 2.3.4 Coefficients sismiques spectraux *C<sub>VD</sub>, C<sub>VM</sub>, C<sub>AD</sub>, C<sub>AM</sub>*
  - 2.3.5 Facteurs et distances de la source proche *N<sub>a</sub>, N<sub>v</sub>*
  - 2.3.6 Coefficients d'amortissement *B<sub>D</sub>, B<sub>M</sub>*
- 2.4 Méthode d'analyse des bâtiments en zone sismique
  - 2.4.1 Méthode statique équivalente (simplifiée)
    - 2.4.1.1 Déplacements limites de l'isolateur *D<sub>TD</sub>, D<sub>TM</sub>, D'<sub>D</sub>, D'<sub>M</sub>*
    - 2.4.1.2 Périodes effectives de l'isolateur *T<sub>D</sub>, T<sub>M</sub>*
  - 2.4.2 Méthode dynamique
    - 2.4.2.1 Analyse dynamique temporelle
- 2.5 Conclusion

## **2.1 Introduction**

Le mouvement sismique est généralement caractérisé par un ensemble de paramètres, tels que l'accélération, la vitesse et le déplacement, qui décrivent les mouvements du sol à un emplacement donné au fil du temps. Ces paramètres sont utilisés pour calculer les forces sismiques qui agissent sur la structure et pour concevoir les éléments structuraux en conséquence.

La conception parasismique des bâtiments est une préoccupation majeure pour les ingénieurs de génie civil, notamment en ce qui concerne les effets indésirables des mouvements sismiques en sol proche de la source sismique sur les bâtiments isolés à la base. Ces effets peuvent causer des dommages importants aux bâtiments. Ainsi, une revue de la littérature sur les effets du champ proche des sources sismiques sur les bâtiments isolés est essentielle pour comprendre comment les bâtiments réagissent aux mouvements sismiques et pour développer des stratégies de conception parasismique efficaces pour minimiser les dommages aux bâtiments. Diverses études sur les séismes en champ proche ont montré que lorsque la période d'isolation est proche à la période d'impulsion, cela peut causer un comportement de résonance.

## **2.2 Caractéristiques des mouvements sismiques en champ proche**

Des méthodologies ont été proposées pour identifier les critères optimaux du système d'isolation, y compris la période d'isolation et le rapport de la force caractéristique, pour atteindre un seuil de performance dans la région de champ proche. D'autres analyses ont montré que la distance de la faille peut affecter la cohérence des régions proches de la faille avec les spectres de conception des codes sismiques. Certains auteurs ont proposé des facteurs de modification de la faille proche qui peuvent être comparables aux codes de conception sismique actuels. [Lu et al. \(2013\)](#) ont mené une évaluation expérimentale des systèmes d'isolation par glissement et ont confirmé que lorsque la période d'isolation est proche de la période d'impulsion, cela peut provoquer un comportement de type résonance. Cette résonance, qui est un phénomène physique bien connu, peut amplifier les mouvements sismiques et entraîner des dommages significatifs aux bâtiments isolés à la base. Par conséquent, il est important de prendre en compte les effets de la résonance lors de la conception des systèmes d'isolation parasismique pour minimiser les risques de dommages aux bâtiments.

Des recherches supplémentaires sont nécessaires pour mieux comprendre les interactions complexes entre les bâtiments et les mouvements sismiques et pour développer des stratégies de conception efficaces pour les systèmes d'isolation parasismique. [Alhan et Öncü-Davas \(2016\)](#) ont proposé une méthodologie pour identifier les critères optimaux du système d'isolation, y compris la période d'isolation et le rapport de la force caractéristique, pour atteindre un seuil de performance dans la région de champ proche.

[Sabegh et Alizadeh \(2012\)](#) ont également proposé des facteurs de modification de la faille proche similaires à ceux de l'*UBC97* et aux codes de conception sismique chinois et taïwanais pour des périodes longues et courtes, et ont montré aussi que le critère de distance définissant la cohérence des régions proches de la faille avec les spectres de conception du code sismique iranien peut être fixé à 18 km. Selon [Mayes et Naeim \(2001\)](#), une procédure de conception sismique complète de dispositifs d'isolation sismique tels que les *LRBs* doit garantir la sécurité et la performance de la structure pendant toute sa durée de vie en : (i) supportant en toute sécurité les charges maximales de gravité pendant toute la durée de vie de la structure et (ii) fournissant un décalage de période et un amortissement d'hystérésis lors d'un ou plusieurs séismes de conception.

La performance des isolateurs tels que conçus est vérifiée sous des charges permanentes, d'exploitation et sismiques et toutes autres conditions de charge, le cas échéant. Cependant, en cas de mouvement du sol proche de la faille, les dispositifs d'isolation sismique peuvent offrir des performances inadéquates en raison des déplacements importants des isolateurs provoqués par la grande période de vitesse du sol et les impulsions de déplacement (e.g. [Providakis, 2008](#)). Dans de tels cas, il est important de prendre en compte la stabilité du système d'isolation à la base sous la charge de service et la charge sismique à une distance proche de la faille. Selon [Han et al \(2013\)](#), il est effectivement important de vérifier la stabilité et la déformation en cisaillement des dispositifs du système d'isolement pour assurer la fiabilité de la conception aux deux niveaux sismiques : la charge sismique de conception (*DBE : Design Basis Earthquake*) et la charge sismique maximale majeur (*MCE: Maximum Capable Earthquake*). L'utilisation de l'évaluation de la réponse sismique globale est une méthode couramment utilisée pour cette vérification.

### **2.2.1 Mécanismes des failles**

Les mouvements du sol proches d'une faille sont fortement influencés par le mécanisme de la direction de propagation de la rupture par rapport au site et la déformation permanente du sol. Ces paramètres peuvent entraîner deux effets significatifs, appelés directivité et déplacement co-sismique (*fling step*), qui ont été identifiés par les sismologues comme les principales caractéristiques des mouvements de sol proches des failles (Mavroeidis et Papageorgiou, 2003).

La directivité est dirigée vers l'avant et dépend du mécanisme de rupture et de la direction de glissement par rapport au site. Elle se caractérise par une impulsion importante se produisant au début de l'enregistrement et orientée perpendiculairement au plan de faille. D'autre part, le déplacement co-sismique est influencé par la déformation tectonique dans la faille. Il convient de noter que les séismes génèrent généralement un déplacement statique permanent qui se produit dans le sens parallèle à la faille pour les événements de décrochement (*strike-slip*), et dans le sens normal de la faille pour les tremblements de terre normaux ou inverses (*dip-slip*) (Somerville et al., 1997) Ces effets doivent être pris en compte lors de la conception des structures à proximité de failles pour garantir leur résistance aux mouvements du sol sismiques.

### **2.2.2 Propagation de la rupture de la faille**

La propagation de la rupture de la faille peut avoir des effets significatifs sur les mouvements du sol en champ proche d'une faille. Les enregistrements des tremblements de terre en champ proche diffèrent considérablement de ceux en champ lointain en raison de l'effet combiné de la direction du glissement, du déplacement résiduel du sol causé par la déformation tectonique et du mécanisme de rupture de la faille. La direction du glissement du mécanisme de rupture peut influencer la direction dans laquelle les ondes sismiques se propagent, ce qui peut entraîner des directivités en avant, en arrière ou neutres dans les enregistrements.

De plus, un phénomène connu sous le nom de "*Pas de fling*" peut se produire dans les enregistrements proches des failles en raison de la réflexion des ondes sur les surfaces de rupture de la faille. Les mouvements du sol proches d'une faille sont caractérisés par une impulsion de vitesse de longue période dans les mouvements horizontaux et une valeur plus élevée pour le rapport entre le pic d'accélération du sol vertical et horizontal (*PGA*) dans les mouvements verticaux (Baker, 2007).

Cela peut avoir des implications pour la conception des bâtiments proches d'une faille, et une analyse spécifique au site peut être nécessaire pour produire des résultats satisfaisants. À mesure que la magnitude du séisme augmente, les effets dus à la durée, au mouvement du sol à longue période et aux impulsions proches de la source deviennent plus importants, et la pratique actuelle peut être inadéquate. Les structures isolées à base subissent l'impact de deux aspects du mouvement du sol près de la faille. Tout d'abord, le mouvement normal à la trace de la faille est plus riche en composantes spectrales à longue période que celui parallèle à la faille. Bien que les mouvements de la faille normale et parallèle ne soient pas corrélés, la faille parallèle présente souvent des composantes d'accélération spectrale plus élevées pour les courtes périodes que le mouvement de la faille normale.

### **2.2.3 Impulsion de vitesse**

Le terme « impulsion » est utilisé pour décrire l'accélération, la vitesse et le déplacement du sol lors d'un mouvement, comme une impulsion d'accélération ou une impulsion de vitesse. Dans ce contexte, on se réfère à une impulsion de déplacement, qui se caractérise par un déplacement du sol rapide, atteignant une vitesse de pointe d'au moins 1 m/s. Si le déplacement du sol est important, d'au moins un demi-mètre, cela peut causer des dommages considérables aux structures flexibles. Une impulsion de déplacement du sol est directement associée au processus de rupture de faille, et bien qu'elle puisse contribuer de manière significative au contenu de longue période du mouvement du sol, elle se distingue des autres mouvements de longue période tels que ceux résultant d'effets de sol souple (Hall et al., 1995).

Les données sur le mouvement du sol dans la région proche de la source des grands tremblements de terre sont limitées en raison de la rareté des données enregistrées. Le tableau 2.1 répertorie les pics d'accélération, de vitesse et de déplacement du sol à partir de 30 enregistrements connus obtenus à moins de 5 km de la surface de projection de la surface de rupture pour des séismes de magnitude 6,5 et plus. Les pics médians d'accélération et de vitesse du sol sont respectivement de 0,81g et 103 cm/s, ce qui indique des valeurs élevées. Le pic de vitesse est souvent considéré comme un meilleur indicateur du potentiel de dommage que le pic d'accélération.

**Tableau 2.1.** Répertoire de 30 enregistrements connus obtenus à moins de 5 km

Séisme	Distance (*) (km)	Accélération (g)	Vitesse (cm/s)	Déplacement (cm)
1971 San Fernando, USA, Mw 6.7				
Pacoima Dam	0	1,12	113	38
1978 Tabas, Iran, M7.4				
Tabas	3	0,92	125	106
1979 Imperial Valley, USA. M 6.5				
El Centro Array 7	1	0,65	110	41
El Centro Array 6	1	1,74	110	55
Bonds Comer	4	0,81	44	15
El Centro Array 5	4	0,56	87	52
El Centro Array 8	4	0,64	53	29
1985 Nahanni, Canada, M6.8				
Site 1	0	>2,0	39	36
Site 2	0	0,5	31	31
1987 Superstition, USA, M 6.6				
Parachute Test site	0	0,53	138	60
Superstition Mountain	6	0,91	44	15
1989 Loma Prieta, USA, M,6.9				
Los Gatos Presentation Center	0	0,62	102	40
Lexington Dam	5	0,44	120	32
1992 Erzincan, Turkey, M.6.8				
Erzincan	2	0,5	105	40
1992 Petrolia, USA, M 7.0				
Cape Mendocino	0	>1,8	126	67
Petrolia	5	0,69	90	31
1993 Landers, USA. Mw7.2				
Lucerne	1	0,9	142	255
1994 Northridge, USA. M.6.7				
Rinaldi Receiving Station	0	0,85	177	50
Sylmar Converter Station	0	0,9	129	50
Los Angeles Dam,	0	0,32	79	22
Sepulveda Veterans Hospital	0	0,94	75	15
Jensen Filtration Plant	0	0,85	103	38
Sylmar County Hospital	2	0,91	134	44
Van Nuys (hotel)	2	0,47	48	13
Arleta fire station	4	0,59	44	15
Newhall fire station	5	0,63	101	36
Tarzana nursery	5	1,82		
1995 Hanshin, Japan, M.6.9				
Kobe (JMA)	0	0,85	105	26
Kobe University	0	0,31	55	18
Takatori	0		176	

(\*) : La distance entre le site d'enregistrement et la projection verticale de la rupture

Ce comportement est moins préjudiciable aux structures isolées qu'aux structures conventionnelles à base fixe, car un système d'isolation est essentiellement isotrope. Le déplacement maximal dans le sens normal de la faille ne se produit pas simultanément à celui dans le sens parallèle de la faille, et ils ne doivent donc pas être additionnés vectoriellement pour obtenir le déplacement maximal de l'isolateur.

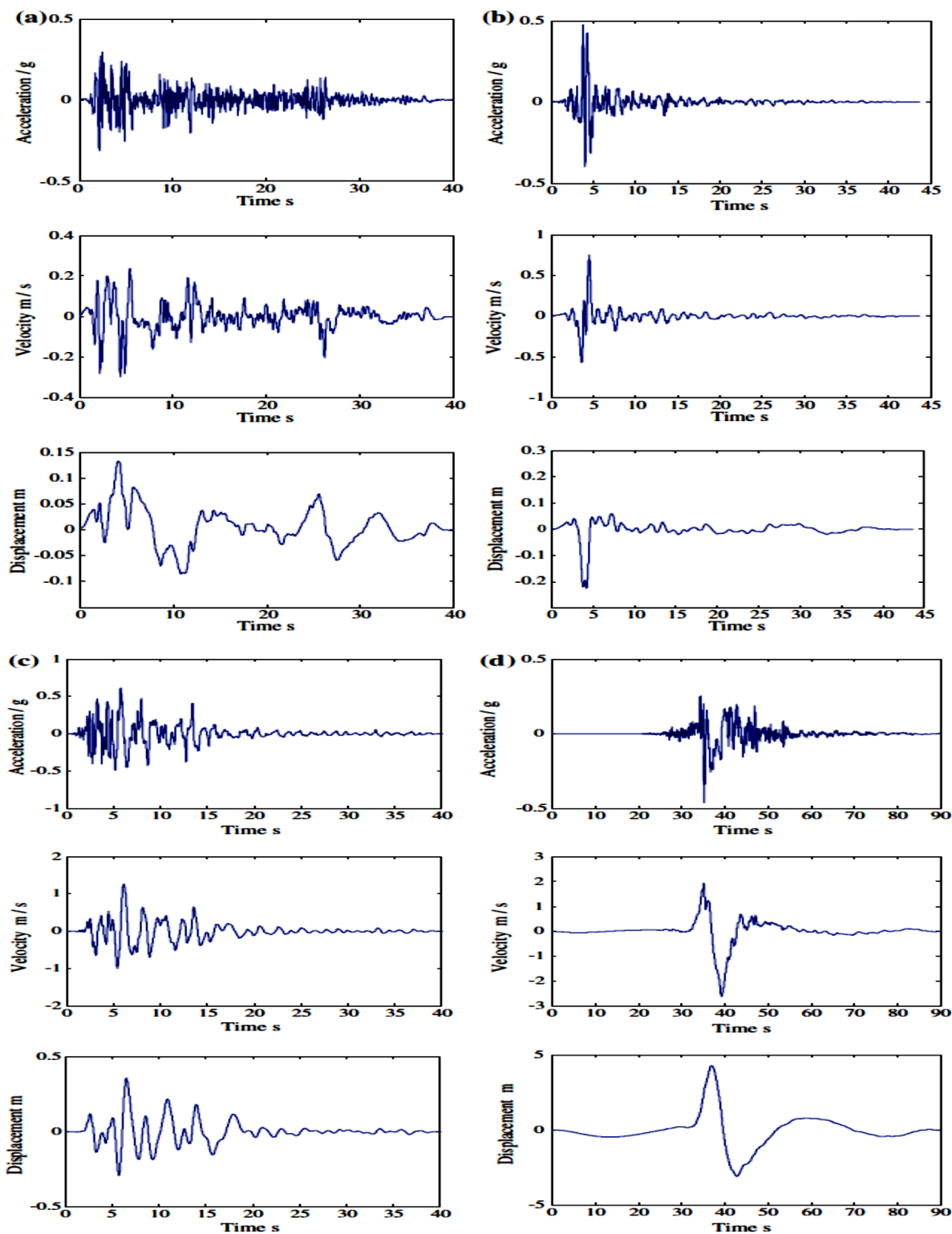
Ensuite, la présence d'impulsions de longue durée constitue le deuxième aspect du mouvement du sol près de la faille qui a un impact important sur les systèmes d'isolation sismique. Les mouvements du sol peuvent présenter une ou plusieurs impulsions de déplacement, atteignant des pics de vitesse d'environ 0,5 m/s et des durées de l'ordre de 1 à 3 secondes (Jangid et Kelly, 2001)

Un type de mouvement du sol, appelé mouvement du sol de type impulsion (*ou impulsion résonante, cycloïdale, ou fling*), a été observé dans des enregistrements en champ proche (près de la faille ou de la source) avec des effets de directivité. Cette classe de mouvement est caractérisée par des caractéristiques telles que des longues périodes et de grandes amplitudes, des rapports élevés entre le pic de vitesse du mouvement du sol  $PGV$  et le pic d'accélération du sol  $PGA$  ainsi que le pic de déplacement du sol  $PGD$  et le  $PGA$ , des formes de spectres de réponse inhabituelles, et une concentration d'énergie en une ou très peu d'impulsions.

La Figure 2.1 montre l'accélération, la vitesse et le déplacement de trois enregistrements de type impulsion et d'un enregistrement ordinaire (*1940 El Centro*). Les enregistrements de type impulsion (voir la Figure 2.1) présentent une résonance et de grandes amplitudes de vitesse et de déplacement, comme illustré par l'enregistrement *Chi-Chi de 1999* qui présente un  $PGV$  et un  $PGD$  exceptionnellement élevés (Takewaki et al., 2013 ; PEER, 2005 ; Mostafa et Takewaki, 2010).

### **2.3 Amélioration des codes de conception sismique pour prendre en compte les effets de la faille proche selon l'UBC97**

Les mouvements du sol en forme d'impulsion, souvent générés par la directivité de la rupture vers l'avant, peuvent amplifier de manière différente l'échelle spectrale spécifiée par les codes de conception sismique actuels dans une large gamme de périodes. Il est donc important de prendre en compte ces mouvements de sol proches des failles lors de la conception des structures sismiques.



**Figure 2.1.** Mouvement du sol en champ proche : a) El Centro 1940 #9. H180 b) Parkfield 1966 #2. C02065 c) Kobe 1995 TAK000 d) Chi-Chi 1999 TCU068-N



Le code *UBC97* a été le premier à développer un spectre de réponse de conception pour quasi-failles, qui augmente directement la capacité sismique des structures en raison de ces mouvements de sol. L'*UBC97* introduit deux facteurs de quasi-faille,  $N_a$  pour les courtes périodes (plage de sensibilité d'accélération) et  $N_v$  pour les longues périodes (plage de sensibilité à la vitesse). Ces facteurs sont appliqués dans la zone sismique 4 (*facteur Z de 0,4*), où se trouvent des failles actives capables de générer des séismes de grande magnitude. Les valeurs de  $N_a$  sont calculées en fonction du rapport du spectre de réponse obtenu à partir de la relation d'atténuation en 0,3 seconde à la valeur du spectre de réponse du code *UBC97* pour un sol rigide, ainsi qu'à l'accélération maximale correspondante du sol de 0,4 g. De manière similaire, les valeurs de  $N_v$  sont calculées pour une période de 1,0 seconde. Les types de sources sismiques dans sont définis en fonction de la magnitude du moment maximal, du taux de glissement et des facteurs d'effet proches de la faille. Pour l'analyse d'un système d'isolation sismique, l'*UBC97* exige la prise en compte de deux niveaux de mouvement sismique pour la conception sismique des structures isolées.

### **2.3.1 Niveaux de mouvement sismique selon l'*UBC97***

#### **2.3.1.1 Séisme de conception (*DBE : Design Basis Earthquake*)**

Correspond au niveau de secousse sismique du sol qui a une probabilité de 10 % d'être dépassé dans les 50 prochaines années. Il doit être utilisé pour calculer le déplacement de conception total du système d'isolation, les forces latérales et les déplacements de la structure isolée.

#### **2.3.1.2 Séisme maximal majeur (*MCE : Maximum Capable Earthquake*)**

C'est le niveau maximal de secousse sismique du sol auquel on peut s'attendre sur le site du bâtiment dans le cadre géologique connu. Dans les zones sismiques 3 et 4, cette intensité peut être considérée comme le niveau de mouvement sismique du sol qui a une probabilité de 10 % d'être dépassé sur une période de 100 ans. Le séisme majeur *MCE* doit être utilisé pour calculer le déplacement maximal total du système d'isolation.

### 2.3.2 Types de sources sismiques : A, B et C

Les failles sismiques sont catégorisées en fonction de leur potentiel d'aléa sismique. Les failles qui peuvent générer des séismes de magnitude élevée ( $M \geq 7,0$ ) et qui ont un taux d'activité sismique important (taux de sismicité moyen annuel de 5 mm ou plus) sont classées comme des sources de type A.

Les failles qui peuvent générer des séismes de magnitude modérée ( $M < 6,5$ ) avec un taux d'activité sismique relativement faible ( $SR \leq 2$  mm) sont classées comme des sources de type C. Toutes les autres failles sont classées comme des sources de type B (Tableau 2.2).

**Tableau 2.2.** Type de la source sismique

Type de la source sismique	Descriptions	Définition de la source sismique	
		Magnitude maximale du moment	Taux de glissement (SR) (mm/year)
A	Les failles qui sont capables de produire des événements de grande magnitude et qui ont un taux élevé d'activité sismique.	$M \geq 7.0$	$SR \geq 5$
B	Toutes les failles autres que les types A et C.	$M \geq 7.0$	$SR < 5$
		$M < 7$	$SR > 2$
	Les failles qui ne sont pas capables de produire de grands séismes en magnitude et qui ont un taux relativement faible d'activité sismique.	$M \geq 6.5$	$SR < 2$
		$M < 6.5$	$SR \leq 2$

### 2.3.3 Facteur de zone sismique Z

Le facteur de zone sismique, généralement noté "Z", est un paramètre utilisé dans les codes de construction et les normes sismiques pour déterminer la réponse sismique potentielle d'une région donnée. Il est basé sur la localisation géographique de la région et est utilisé pour quantifier le niveau d'aléa sismique auquel une structure peut être exposée (*UBC-97, T 16-I*).

### 2.3.4 Coefficients sismiques spectraux : $C_{VD}$ , $C_{VM}$ et $C_{AD}$ , $C_{AM}$

Ces coefficients sont utilisés pour déterminer les ordonnées spectrales minimales à prendre en compte lors de la conception de structures sismiques. Les termes  $C_{VD}$  et  $C_{AD}$  correspondent respectivement aux régions à vitesse constante et à accélération constante du spectre *DBE*, tandis que  $C_{VM}$  et  $C_{AM}$  remplissent la même fonction pour le spectre *MCE*.

Pour les structures isolées,  $C_{VD}$  et  $C_{AD}$  sont les mêmes que celles de  $C_V$  et  $C_A$ , définies pour les structures conventionnelles par l'UBC97, tableaux 16-Q et 16-R. En revanche, les valeurs de  $C_{VM}$  et  $C_{AM}$  sont données dans l'annexe de l'UBC97 sur l'isolation sismique (Tableaux A-16-G et A-16-F). Les valeurs de  $C_{VD}$  et  $C_{AD}$  dépendent du facteur de zone sismique et du type de profil de sol du site (Tableau 2.3). Il convient également de noter que pour la zone 4, les valeurs de ces coefficient sismiques spectraux doivent être multipliées par le facteur de source proche approprié  $N_a$  et  $N_v$ .

**Tableau 2.3.** Coefficient sismique  $C_V$

Profil du Sol	Facteur de la zone sismique, $z$				
	Zone 1	Zone 2A	Zone 2B	Zone 3	Zone 4
	$Z=0.075$	$Z = 0.15$	$Z = 0.2$	$Z=0.3$	$Z=0.4$
$S_A$	0.06	0.12	0.16	0.24	0.32 $N_v$
$S_B$	0.08	0.15	0.2	0.3	0.4 $N_v$
$S_C$	0.13	0.25	0.32	0.45	0.56 $N_v$
$S_D$	0.18	0.32	0.4	0.54	0.64 $N_v$

### 2.3.5 Facteurs de source proche $N_a$ , $N_v$ et distance la plus proche de la source

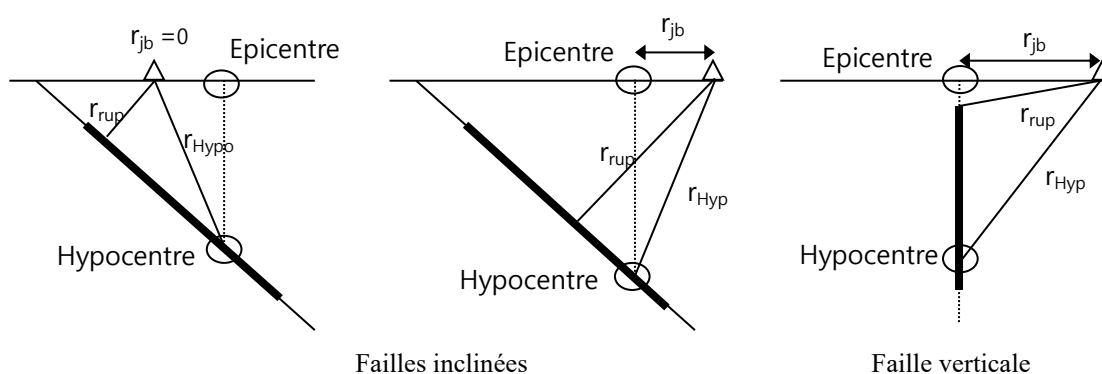
Deux facteurs sont utilisés pour prendre en compte l'amplification du mouvement du sol due aux effets de la source proche. Le premier,  $N_a$ , correspond à la plage de courte période correspondant à un segment d'accélération constante du spectre de réponse. Le deuxième facteur,  $N_v$ , qui correspond à la plage de période moyenne ou au segment de vitesse constante du spectre de réponse, est le principal facteur de source proche utilisé dans les applications d'isolation sismique. Il dépend de la proximité et de l'activité des failles proches de la structure, telles qu'elles sont déterminées à partir du Tableau 2.4.

**Tableau 2.4.** Facteur de source proche  $N_v$

Type de la source sismique	La plus proche distance à la source connue			
	$\leq 2$ km	5 km	10 km	$\geq 15$ km
A	2.0	1.6	1.2	1.0
B	1.6	1.2	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0	1.0

Les facteurs proches de la source dépendent de la distance la plus courte entre le site et la source sismique et du type de source sismique. Selon l'UBC97, la distance du site à la source est définie comme étant la distance horizontale la plus courte entre le site et la projection verticale du plan de rupture sur la surface, introduite par Joyner et Boore (1993).

Cette distance est mesurée entre le site et la projection verticale la plus proche de la faille (voir  $r_{jb}$ , sur la Figure 2.2). La projection de surface ne doit pas inclure des parties de la source qui se trouvent à une profondeur de 10 km (6,2 milles) ou plus. Par conséquent, un site situé directement au sommet d'une faille de plus de 10 km (6,2 milles) n'est pas considéré comme étant proche de la source (distance la plus courte). Il existe d'autres mesures de distance de source couramment utilisées dans la pratique ; notamment  $r_{rup}$  qui est définie comme la distance la plus proche du plan de rupture, introduite par [Schnabel et al \(1972\)](#). La Figure 2.2 permet de comparer ces différentes mesures de distance.



**Figure 2.2.** Traitement des failles

### 2.3.6 Coefficients d'amortissement : $B_D$ et $B_M$

L'amortissement effectif dans le système  $\beta$ , aux niveaux de réponse *DBE* et *MCE* (appelés  $\beta_D$  et  $\beta_M$ ) est calculé à partir des formules (1) et (2) du *UBC97* suivantes :

$$\beta_D = \frac{1}{2\pi} \left( \frac{\sum E_D}{k_{D,max} D_D^2} \right) \quad (1)$$

$$\beta_M = \frac{1}{2\pi} \left( \frac{\sum E_M}{k_{M,max} D_M^2} \right) \quad (2)$$

où:  $\sum E_D$  et  $\sum E_M$  représentent l'aire totale de la boucle d'hystérésis aux niveaux de réponse *DBE* et *MCE*, respectivement.  $k_{D,max}$  et  $k_{M,max}$  sont des termes de rigidité effective aux niveaux de réponse *DBE* et *MCE*, tels que définis dans la section 4.4.8 du code *UBC97*. Le facteur de réduction d'amortissement  $B$  est exprimé en termes de  $\beta$  sous forme tabulaire dans le Tableau A-16-C du code *UBC97*. Pour les valeurs intermédiaires, une interpolation linéaire doit être utilisée. Les facteurs  $B_D$  et  $B_M$  correspondent respectivement au facteur de réduction d'amortissement pour les niveaux de réponse *DBE* et *MCE*.

## **2.4 Méthodes d'analyse des bâtiments isolés en zone sismique**

Le code UBC97 mettait l'accent sur la simple méthode de conception basée sur l'analyse statique équivalente pour les bâtiments isolés. Cette méthode est basée sur l'hypothèse que les déformations se produisent principalement aux niveaux des appuis d'isolation, et la superstructure se comporte comme un corps rigide. Ainsi que les calculs basés sur le premier mode de vibration et sur les forces dans les isolateurs pour calculer les forces de la superstructure lors du déplacement de conception. Cela a donné lieu à un processus de conception très simple. Cependant, avec l'évolution du code, les situations nécessitant une analyse dynamique se sont multipliées et des incitations ont été ajoutées pour encourager l'utilisation de l'analyse dynamique même dans les cas où elle n'est peut-être pas nécessaire.

### **2.4.1 Méthode statique équivalente (simplifiée)**

Puisque la plupart des déformations dans un bâtiment isolé sismiquement se produisent au niveau des appuis d'isolation, une approximation évidente de son comportement sismique consiste à supposer que tout ce qui se trouve au-dessus de la couche d'isolation réagit de manière rigide. En conséquence, le bâtiment peut être modélisé comme un système à un seul degré de liberté pour chaque direction horizontale de mouvement, où la couche d'isolation est représentée par un ressort linéaire à amortissement visqueux constant. En pratique, les appuis d'isolation ne sont souvent pas linéaires, mais leur rigidité combinée peut être représentée par un ressort linéaire équivalent dont la rigidité est choisie pour donner la force latérale totale dans les appuis correspondant à un déplacement maximal sous le séisme de conception, et un niveau d'amortissement visqueux reflétant l'énergie hystérétique dissipée.

Bien que la plupart des projets actuels soient conçus à l'aide d'une analyse dynamique, qui repose sur des historiques temporels, de nombreux logiciels de conception sont maintenant disponibles à cette fin. Cependant, il est toujours nécessaire de réaliser une analyse statique pour garantir que les quantifications de conception ne sont pas inférieures à certains niveaux minimaux établis à partir de cette analyse. Selon les normes *UBC97*, les deux déplacements de base à calculer sont  $D_D$  et  $D_M$ , ou le déplacement  $DBE$  et  $MCE$ , respectivement au centre de rigidité du système d'isolation.

Ces valeurs sont calculées à l'aide des formules suivantes :

$$D_D = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) C_{VD} T_D}{B_D} \quad (3)$$

$$D_M = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) C_{VM} T_M}{B_M} \quad (4)$$

Où  $g$  représente l'accélération gravitationnelle,  $C_{VD}$  et  $C_{VM}$  sont des coefficients sismiques,  $T_D$  et  $T_M$  sont des périodes isolées, et  $B_D$  et  $B_M$  sont des coefficients d'amortissement correspondant respectivement aux réponses de niveau *DBE* et *MCE*.

Les termes  $C_{VD}$  et  $C_{VM}$  sont des fonctions du facteur de zone sismique  $Z$ , du type de profil de sol du site et de l'un des deux facteurs proches de la source,  $N_v$ . Les définitions de ces facteurs et d'autres nécessaires pour calculer  $D_D$  et  $D_M$  sont présentées dans les sections suivantes.

#### **2.4.1.1 Les déplacements totaux**

Les déplacements totaux  $D_{TD}$  et  $D_{TM}$ , correspondent respectivement aux réponses de niveau *DBE* et *MCE*, incluant un déplacement additionnel dû à une torsion pure et accidentelle. Ces valeurs sont données respectivement par les formules (5), (6) de l'*UBC97* suivantes :

$$D_{TD} = D_D \left[ 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad (5)$$

$$D_{TM} = D_M \left[ 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad (6)$$

Où :  $b$  est la dimension en plan la plus courte de la structure ;  $d$  est la dimension en plan la plus longue de la structure ;  $y$  est la distance entre le centre de rigidité du système d'isolation et les isolateurs placés à l'extrémité du plan ;  $e$  est l'excentricité réelle plus l'excentricité accidentelle qui est prise de 5 % de la dimension maximale du bâtiment perpendiculaire à la direction de la force considérée (Figure 2.3).

$D_{TD}$ , ne peut pas être pris moins de 1,1 fois  $D_D$ , sinon que  $D_{D'}$  peut être utilisé à la place de  $D_D$ , où  $D_{D'}$  donné par la formule (7) de l'*UBC97* suivante :

$$D_{D'} = \frac{D_D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_D}\right)^2}} \quad (7)$$

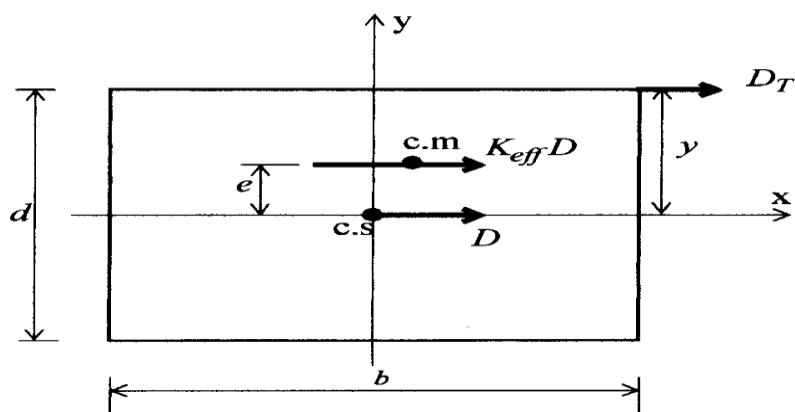


Figure 2.3. Dimensions du plan pour calculer  $D_{TD}$  and  $D_{TM}$

La procédure de réponse latérale statique peut être utilisée pour la conception d'une structure isolée sismique, à condition :

1. La structure doit être située à moins 10 kilomètres (km) de toutes les failles actives.
2. La structure doit être construite sur un sol de profil de type  $S_A$ ,  $S_B$ ,  $S_C$  ou  $S_D$ .
3. La structure au-dessus de l'interface d'isolement ne doit pas dépasser quatre étages, ou 65 pieds (19,8 m), de hauteur.
4. La période effective de la structure isolée,  $T_M$ , doit être inférieure ou égale à 3,0 secondes.
5. La période effective de la structure isolée,  $T_D$ , doit être au moins trois fois la période élastique à base fixe de la structure au-dessus du système d'isolement, comme déterminé par la formule 30-8 du code *UBC97*.
6. La structure au-dessus du système d'isolation doit être de configuration régulière.
7. Le système d'isolation doit être défini par tous les attributs mentionnés dans les critères de conception.

#### 2.4.1.2 Périodes effectives du système de vibration

Les périodes  $T_D$  et  $T_M$  qui correspondent aux niveaux de réponse *DBE* et *MCE*, respectivement calculées à l'aide des formules (8) et (9) suivantes :

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{k_{D,\min} g}} \quad (8)$$

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W}{k_{M,\min} g}} \quad (9)$$

où :  $W$  est la charge totale du bâtiment,  $g$  la gravité  $\approx 9,81 \text{ m/s}^2$

$$k_{D,eff} = (F_{D^+} - F_{D^-}) / (D_{D^+} - D_{D^-}) \quad \text{et} \quad k_{M,eff} = (F_{M^+} - F_{M^-}) / (D_{M^+} - D_{M^-})$$

$k_{D,min}$ : la valeur minimale de la rigidité effective à  $D_D$ , déterminée par test

$k_{D,max}$ : la valeur maximale de la rigidité effective à  $D_D$ , déterminée par test

$k_{M,min}$ : la valeur minimale de la rigidité effective à  $D_M$ , déterminée par test

$k_{M,max}$ : la valeur maximale de la rigidité effective à  $D_M$ , déterminée par test

Les valeurs de  $k_{D,min}$ ,  $k_{D,max}$ ,  $k_{M,min}$ ,  $k_{M,max}$  ne sont pas connues par le concepteur pendant la phase de conception préliminaire. La procédure de conception commence par une valeur supposée de  $k_{eff}$ , obtenue à partir d'essais précédents sur des composants similaires.

### 2.4.2 Méthodes dynamiques

Des spectres de conception spécifiques au site sont nécessaires si :

- $T_M = 3,0$  s où
- Le type de sol est  $S_E$ ,  $S_F$  où
- La structure est située à moins 10 km d'une faille active.

Une analyse dynamique est également nécessaire si la période effective de la structure isolée,  $T_D$ , est supérieure à trois fois la période élastique de la structure au-dessus du système d'isolation à base fixe.

### 2.4.3 Analyse dynamique temporelle

Dans tous les cas, un bâtiment isolé peut être analysé en utilisant la procédure dynamique temporelle des réponses. Dans cette procédure, les efforts et des déformations internes de la structure et du système d'isolation sont calculés à partir d'un ensemble d'enregistrements d'accélération du mouvement du sol. Des paires de composantes horizontales d'au moins trois enregistrements sont nécessaires pour une analyse dynamique temporelle. Les événements doivent être représentatifs des caractéristiques du site, du sol et de la source et avoir des durées conformes au *DBE* et au *MCE*. Les historiques de temps développés pour un site à moins de 15 km d'une faille active majeure sont nécessaires pour incorporer le phénomène de la faille proche.



## **2.5 Conclusion**

Les mouvements sismiques en champ proche se caractérisent par des secousses intenses et des accélérations élevées, et des impulsions de vitesse, ce qui peut poser des défis spécifiques pour la conception et la performance des bâtiments. Ils peuvent engendrer des amplifications de l'échelle spectrale spécifiée par les codes actuels, couvrant une large gamme de périodes. Il est essentiel de prendre en compte ces aspects dans la conception sismique des structures. La prise en compte des caractéristiques spécifiques des mouvements sismiques en champ proche est essentielle pour optimiser la performance des systèmes d'isolation et assurer la sécurité des occupants. Le code *UBC97* définit différents types de sources sismiques en fonction de la magnitude maximale du moment et du taux de glissement, tandis que les facteurs d'amplification de la réponse sismique sont déterminés en fonction de la distance par rapport à la faille. Tous ces éléments combinés contribuent à une conception plus précise et adaptée aux séismes proches des failles.

## CHAPITRE III

### 3 CARACTERISTIQUES DE L'ISOLATEUR SISMIQUE TYPE LRB

---

3.1 Introduction

3.2 Modèles d'hystérésis et bilinéaires de l'isolateur type LRB

3.3 Procédure de conception des isolateurs type LRB

3.3.1 Propriétés mécaniques de l'isolateur type LRB

3.3.2 Procédure de convergence

3.4 Procédure de la conception géométrique de l'isolateur type LRB

3.5 Conclusion

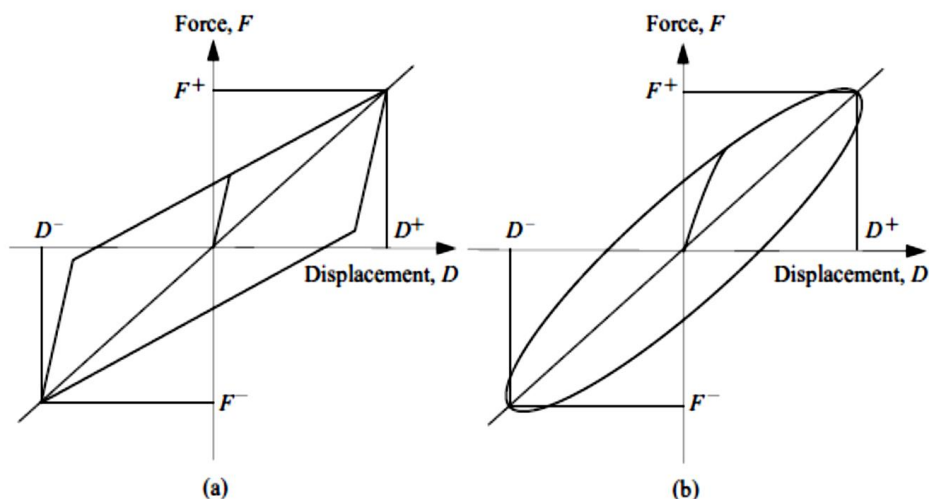
### **3.1 Introduction**

Les bâtiments isolés à l'aide d'isolateurs en élastomère à noyau de plomb (*LRB*) ont très bien résisté lors des séismes de 1994 à Northridge et de 1995 à Kobe, confirmant leur efficacité en tant qu'isolateurs de base sismique (e.g. Nagarajaiah et Xiaohong, 2000 ; Pan et al., 2005). Étant donné que *LRB* est un système d'isolation sismique très courant, il est d'une importance cruciale d'étudier les paramètres qui influencent le comportement dynamique du système. Ces paramètres incluent les propriétés d'amortissement et de rigidité qui déterminent sa capacité à absorber l'énergie sismique. Les isolateurs *LRBs* sont constitués d'une succession de couches d'élastomères et plaques en acier minces avec un noyau de plomb et sont capables de fournir un amortissement et une rigidité initiale élevés. En raison de leur rigidité verticale, les isolateurs de base sont capables de supporter des charges importantes. Cependant, ils sont très flexibles horizontalement afin de pouvoir déplacer les superstructures comme des corps rigides lors des mouvements sismiques (Koo et al., 1999). En outre, la capacité de charge du système est un facteur crucial à prendre en compte, car elle détermine la quantité de charge que le système peut supporter sans subir de dommages. La fréquence de résonance du système est également essentielle, car elle peut influencer la réponse du système aux mouvements sismiques. Un modèle bilinéaire est généralement utilisé pour décrire les propriétés mécaniques d'isolateur *LRB* (e.g. Pan et al. 2012 ; Cheng et al., 2008).

### **3.2 Modèle d'hystérésis bilinéaire de l'isolateur *LRB***

Théoriquement, la structure isolée à la base présente deux sources de non-linéarité la déformation inélastique du système de résistance de la structure aux forces sismiques et le système d'isolation. Toutefois, étant donné que le système résistant à la force sismique du bâtiment est beaucoup plus rigide que le système d'isolation, la déformation inélastique se concentre principalement au niveau de l'isolateur, et le système résistant à la force sismique du bâtiment peut être raisonnablement considéré comme présentant une réponse linéaire. Ainsi, pour la pratique de la conception, seule la prise en compte des propriétés non linéaires des isolateurs permet de refléter les performances réelles de la structure isolée et de fournir la précision requise. Les propriétés mécaniques de différents types d'isolateurs ont été largement étudiées et des modèles mathématiques ont été développés pour décrire leur comportement hystérétique et viscoélastique.

Le comportement hystérétique reflète l'indépendance de la vitesse des propriétés de l'isolateur, où le déplacement maximum et minimum de l'isolateur se produisent respectivement au maximum et au minimum de la force de cisaillement. Toutefois, le comportement viscoélastique de l'isolateur présente des propriétés dépendant de la vitesse, où le cisaillement maximum et minimum se produit généralement avant le déplacement maximum et minimum, respectivement. La Figure 3.1 illustre le comportement hystérétique et viscoélastique idéalisé des isolateurs. Parmi tous les modèles proposés, le modèle bilinéaire est le plus souvent accepté pour la recherche et la pratique de conception, car sa simplicité caractérise correctement les propriétés mécaniques des isolateurs et convient également aux isolateurs en élastomère et en glissement.



**Figure 3.1.** Comportement idéalisé force-déplacement du système d'isolation :  
a) Hystérétique et b) Viscoélastique

Le comportement non linéaire de l'isolateur *LRB* est décrit par un modèle bilinéaire force-déformation, qui reflète les propriétés mécaniques et le comportement non linéaire des appuis. Ce modèle est caractérisé par trois paramètres principaux : la rigidité élastique ( $k_1$ ), la rigidité post-élastique ( $k_2$ ) et la force caractéristique ( $Q$ ) (e.g. Park et al., 1986 ; Mori et al., 1998). La Figure 3.2 présente un modèle idéalisé bilinéaire basé sur des données d'essai. Lorsqu'un cisaillement commence à s'appliquer à un appui, une relation linéaire existe entre le cisaillement et le déplacement latéral. La force caractéristique  $Q$  est l'intersection de la boucle d'hystérésis avec l'axe de la force.

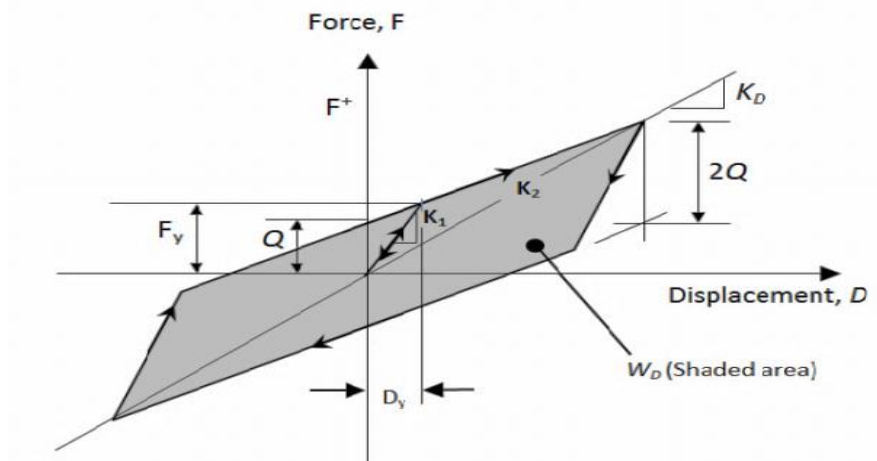


Figure 3.2. Modèle bilinéaire de l'unité d'isolateur LRB

### 3.3 Procédure de conception des isolateurs type LRB

#### 3.3.1 Propriétés mécaniques de l'isolateur type LRB

La rigidité effective de l'appui,  $k_{eff}$ , dans l'état post-élastique peut être exprimée en termes de la rigidité post-élasticité  $k_2$ , la force caractéristique  $Q$  et le déplacement latéral

$$k_{eff} = k_2 + \frac{Q}{D} \tag{10}$$

correspondant,  $D$ .

La dissipation d'énergie par cycle,  $W_D$  mesurée par la zone enclose par la boucle de la courbe force-déformation comme le montre la Figure 3, et calculée approximativement en supposant  $Q=Q_{max}$  pour une très faible rigidité post élastique comme suit (e.g. Higashino et Okamoto, 2006):

$$W_D = 2\pi k_{eff} D^2 \beta \text{ and } W_D = 4Q(D - D_y) \tag{11}$$

Dans lesquels  $D_y=Q/(k_1- k_2)$  et  $k_1=10k_2$ ;  $k_1$  et  $k_2$  sont la rigidité élastique et post-élastique.

Le déplacement élastique,  $D_y$ , qui est commodément utilisé dans certains ordinateurs programmes pour définir le modèle bilinéaire, est également dérivé de  $k_1$ ,  $k_2$  et  $Q$ .

#### 3.3.2 Procédure de convergence

En négligeant  $D_y$ , une première approximation de la force caractéristique à court terme  $Q$  est :

$$Q = \frac{\square D}{4(D)} = \frac{\pi}{2} k_{eff} D \beta \tag{12}$$

La rigidité horizontale post élastique peut être obtenue comme :

$$k_2 = k_{eff} - \frac{Q_D}{D} \quad (13)$$

En utilisant l'expression pour  $D_y$  et la valeur approximative de  $k_1$  comme indiqué ci-dessus,  $D_y$  peut être calculé comme :

$$D_y = \frac{Q_D}{9k_2} \quad \text{et} \quad F_y = k_1 \times D_y \quad (14)$$

La correction de la première estimation de  $Q$  pour  $D_y$ , après procédure de convergence :

$$Q = \frac{W_D}{4(D-D_y)} \quad (15)$$

La force caractéristique,  $Q$ , du noyau de plomb est principalement contrôlée par la résistance au cisaillement du noyau de plomb. Le cisaillement élastique se produit au noyau de plomb sous un faible niveau de contrainte de cisaillement. Cependant, le comportement hystérétique de l'appui est assez stable, même si l'appui est soumis à de nombreux cycles de chargement. Équation (16) présente la relation entre la force caractéristique,  $Q$ , et le produit de la limite d'élasticité du plomb,  $f_{yp}$ , et l'aire du noyau de plomb,  $A_p$ .

$$Q = f_p \times A_p \quad (16)$$

### **3.4 Procédure de conception géométrique des isolateurs type LRB**

Pour assurer la rigidité verticale et horizontale nécessaire afin de garantir que les appuis supportent en toute sécurité les charges maximales de gravité et de sismicité, ainsi que de fournir le décalage de période et l'amortissement hystérique pendant les charges sismiques, un processus de conception a été mis en place pour les isolateurs *LRB*. Il est composé de couches de caoutchouc laminées, de cales en acier et de noyaux de plomb. A l'aide de couches alternées de caoutchouc et des cales en acier, le *LRB* est très rigide axialement, mais flexible dans la direction horizontale de cisaillement. Ainsi que l'utilisation du noyau de plomb, peut fournir une dissipation d'énergie stable. L'un des défis de conception du *LRB* est la capacité à supporter une charge axiale sous une grande déformation de cisaillement, où le *LRB* pourrait fléchir (flambement), et entraîner des dommages importants et des coûts de réparation élevés. Il est donc crucial d'atténuer le fléchissement du *LRB* pour garantir leur sécurité et leur efficacité lors d'un séisme majeur (Yang et al., 2019).

Des méthodes analytiques et expérimentales sont utilisées pour évaluer les performances des *LRB* dans des conditions de charge différentes, y compris des essais sur table vibrante à grande échelle pour simuler des séismes réalistes. La géométrie du dispositif d'isolation ainsi que les caractéristiques de l'interface entre le dispositif et les éléments de la structure adjacents jouent également un rôle vital. Ils peuvent avoir un impact sur la stabilité et la résistance du système dans son ensemble. La sélection appropriée de ces paramètres est essentielle pour garantir que le système d'isolation fonctionne efficacement lorsqu'il est soumis à des charges sismiques. Il est important de noter que la conception et la vérification des systèmes d'isolation parasismique doivent être effectuées par des ingénieurs qualifiés et expérimentés dans ce domaine, car des erreurs de conception peuvent avoir des conséquences graves en cas de séisme. Le processus de conception a pour objectif de déterminer les dimensions de l'isolateur, incluant l'épaisseur totale ( $h$ ), le diamètre de l'isolateur circulaire ( $\Phi$ ) et le diamètre du noyau de plomb ( $d_p$ ), comme suit :

1. Spécification du type de sol sur lequel la structure isolée sera construite.
2. Utilisation des formules de code (*UBC97*) ou une analyse statique ou dynamique pour déterminer la rigidité horizontale effective  $K_{eff}$  et le déplacement horizontal maximal (de conception)  $D$  de l'isolateur.
3. Sélection des propriétés du matériau, y compris le module de Young  $E$  et le module de cisaillement  $G$  et le facteur de modification  $k$ , dans le rapport d'essai du fabricant. Les constantes de matériau  $G$ ,  $E$  et  $k$  peuvent être liées à la dureté du caoutchouc ([Brigstone corporation, 1990](#)). Si aucune donnée publiée n'est disponible,  $G$  et  $E$  doivent être déterminés par test.
4. Calcul de la hauteur totale des couches de caoutchouc,  $t_r$ , dans l'isolateur en fonction du déplacement de conception  $D_D$  et de la déformation de cisaillement de conception  $\gamma_{max}$ :

$$t_r = \frac{D_D}{\gamma_{max}} \quad (17)$$

où : La déformation maximale,  $\gamma_{max}$ , pour les séismes de conception, la déformation de cisaillement  $\gamma_{max}$  du *LRB* devrait être de 100, 150%.

5. Conception du noyau en plomb : détermination la section transversale  $A_p$  et le diamètre  $d_p$  du noyau en plomb en fonction de la force caractéristique à court terme  $Q_d$  et de la limite d'élasticité  $f_{py}$ .

6. Détermination de la section  $A$  et l'épaisseur  $t$  de la couche individuelle de caoutchouc :

a) Sélection du facteur de forme  $S$  sous la condition de basculement nul :

$$\frac{K_v}{K_h} = \frac{E_C}{G} = \frac{E_C(1 + 2kS^2)}{G} \geq 400 \quad (18)$$

$k_h$ : la rigidité horizontale du dispositif d'isolation (considéré comme une poutre de cisaillement) donnée par:

$$k_h = \frac{G A}{t_r} \quad (19)$$

$k_v$ : la rigidité verticale du dispositif d'isolation:

$$k_v = \frac{E_c A}{t_r} \quad (20)$$

$E_C$ : module de compression du composite caoutchouc-acier

b) La section effective  $A_0$  de l'appui LRB basée sur la contrainte normale admissible sous le cas de charge verticale  $P_{DL+LL}$ :

$$\sigma_c = \frac{P_{DL+LL}}{A_0} \leq \sigma_c \text{ admissible} \quad (21)$$

c) La section effective  $A_1$  basée sur de la condition de déformation de cisaillement  $\gamma_{DL+LL}$  pour le cas de charge verticale :

$$\gamma_{P_{DL+LL}} = 6S \frac{P_{DL+LL}}{A_0} \leq \frac{\varepsilon_b}{3} \quad (22)$$

$\varepsilon_b$ : est l'allongement du caoutchouc à la rupture

d) L'aire réduite  $A_{re}$  observée sur la Figure 3.3, calculée à la base de l'aire de caoutchouc

$A_{re}$ :

$$A_{re} = \frac{k_r t_r}{G} \quad (23)$$

$k_r$  est lié avec  $k_2$  par la formule suivante:

$$k_2 = k_r \left(1 + 12 \frac{A_p}{A_0}\right) \quad (24)$$

Aire réduite  $A_{re}$ :

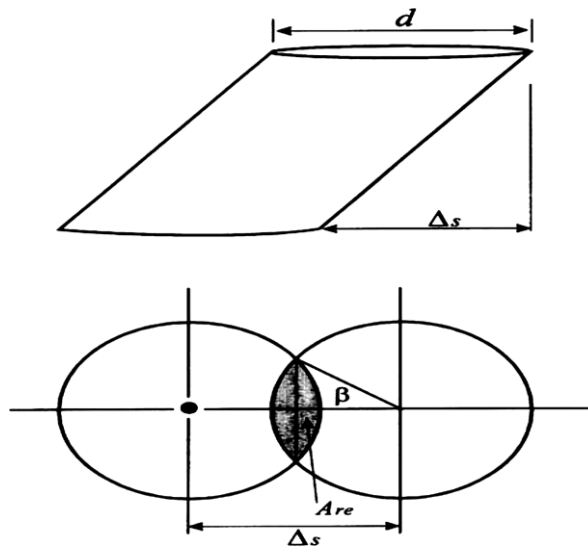
$$A_2 = A_{re} = \frac{d^2}{4} (\beta - \sin\beta) \quad (25)$$

Avec :



$$\beta = 2 \cos^{-1}\left(\frac{D}{d}\right) \quad (26)$$

et  $d$ : diamètre de l'aire de caoutchouc  $A_r$



**Figure 3.3.** Aire réduite de l'appui circulaire LRB

- e) La section transversale de conception  $A$  de l'isolateur est le maximum des trois valeurs calculées : ( $A_0$ ,  $A_1$  et  $A_2$ )
- f) Épaisseur de la couche de caoutchouc individuelle,  $t$ , et nombre de couches de caoutchouc,  $N$
- g) Finalement, la hauteur totale de l'isolateur,  $h$  :  $h = t_r + (N-1) t_s + 2 \times 2.5 \text{ cm}$  (les plaques de couverture sont supposées avoir une épaisseur de 2,5 cm,  $t_s$  étant l'épaisseur de la plaque en acier).

### 3.5 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons introduit les concepts clés liés aux isolateurs de type LRB et présenté un aperçu des sujets abordés dans les sections suivantes. Nous avons examiné en détail les modèles d'hystérésis et bilinéaires associés aux isolateurs de type LRB, en mettant l'accent sur les propriétés mécaniques essentielles et la procédure de convergence pour une conception globale de ces dispositifs.

## CHAPITRE IV

### 4 ANALYSES DYNAMIQUES NON LINEAIRES ET EVALUATION DE LA PERFORMANCE SISMIQUE DE LA STRUCTURE

---

- 4.1 Introduction
- 4.2 Exemple de la structure du bâtiment considéré
  - 4.2.1 Modèle du bâtiment
  - 4.2.2 Données sismiques
  - 4.2.3 Modèle du système d'isolation (LRB)
- 4.3 Équations de mouvement
  - 4.3.1 Equations à un degré de liberté
  - 4.3.2 Equations à plusieurs degrés de liberté
- 4.4 Analyses dynamiques non linéaires utilisées
  - 4.4.1 Intégration directe non linéaire (Newmark's method)
  - 4.4.2 Analyse modale non linéaire (FNA)
- 4.5 Réponses maximales et critères de performance limités
  - 4.5.1 Déplacements à la base
  - 4.5.2 Déplacements inter-étages
  - 4.5.3 Accélérations absolues
  - 4.5.4 Cisaillement à la base
- 4.6 Conclusion

## **4.1 Introduction :**

L'analyse sismique des structures est une discipline essentielle dans le domaine de l'ingénierie civile, visant à comprendre et prédire le comportement des bâtiments sous l'effet des séismes. Cette analyse permet de concevoir des structures capables de résister aux forces sismiques, minimisant ainsi les risques de dommages et les pertes humaines. Dans le cadre de cette étude, nous nous concentrerons sur un exemple spécifique de bâtiment, en examinant les différents éléments nécessaires pour une analyse approfondie. Nous aborderons la modélisation du bâtiment, l'intégration des données sismiques, le rôle des systèmes d'isolation comme les isolateurs à base de caoutchouc (*LRB*), ainsi que les équations de mouvement pertinentes.

Les méthodes d'analyse dynamiques non linéaires, telles que l'intégration directe (méthode de Newmark) et l'analyse modale non linéaire rapide (*FNA*), seront également explorées pour comprendre comment elles contribuent à une évaluation précise des réponses structurelles. Enfin, nous discuterons des critères de performance limités, tels que les déplacements à la base, les déplacements inter-étages, les accélérations absolues et le cisaillement à la base, afin d'évaluer la performance sismique globale du bâtiment. Cette étude vise à fournir une compréhension complète des défis et des solutions en matière de conception sismique, en soulignant l'importance d'une analyse rigoureuse et détaillée.

## **4.2 Exemple de la structure du bâtiment considéré**

### **4.2.1 Modèle du bâtiment**

Le bâtiment de cette conception actuelle est régulier en plan et en élévation, avec une surface de  $15 \times 8 \text{ m}^2$  et cinq étages. Il comporte trois travées dans le sens longitudinal et deux travées dans le sens transversal, comme indiqué sur la Figure 4.1. Les poutres ont une section de  $40 \times 30 \text{ cm}^2$  et toutes les colonnes ont une section de  $30 \times 30 \text{ cm}^2$ . La hauteur de chaque étage est de 3 mètres. Des isolateurs sont incorporés entre la fondation et la superstructure. La superstructure repose sur un système d'isolation constitué des isolateurs en caoutchouc au plomb (*LRB*) placés sous les colonnes et reliés à une dalle de base rigide de 10 cm. La disposition des isolateurs est également représentée sur la Figure. Le poids total du bâtiment est de 7510 kN.

Le module d'élasticité des éléments d'ossatures du bâtiment est de  $2,48 \times 10^7$  kN/m<sup>2</sup>. Les périodes propres de vibration pour le bâtiment fixe à la base le long des directions principales X et Y sont respectivement de 1,03 sec et 1,02 sec. L'amortissement modal de la superstructure est supposé constant pour chaque mode à 5 %.

#### 4.2.2 Données sismiques

On suppose que le bâtiment est situé dans une région à forte sismicité et que les paramètres de conception sismique suivants s'appliquent :

- Le facteur de zone sismique,  $Z = 0,4$  conformément au tableau 16-I de l'UBC97.
- La distance la plus proche d'une faille connue capable de produire des événements sismiques de grande magnitude et ayant un taux élevé d'activité sismique est prise en compte (source sismique de classe A selon le tableau 16-U de l'UBC97).

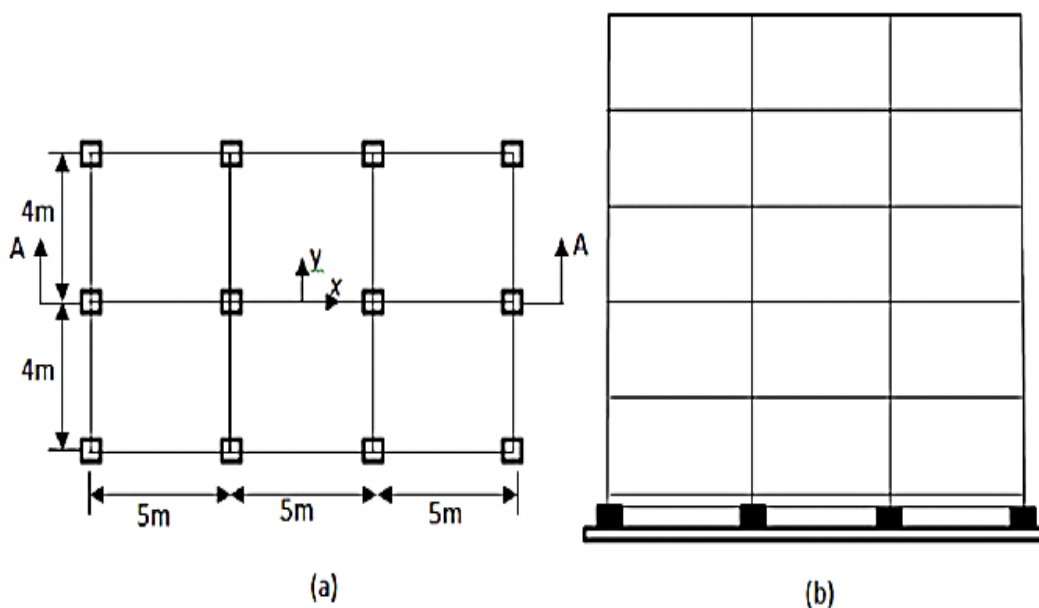


Figure 4.1. Bâtiment 3D : a) Vue en Plan b) Coupe A-A

- $N_v$  est un facteur de la source proche qui dépend de failles proches, connues et actives près de la structure, tel qu'obtenu à partir du tableau 16-T de l'UBC97.
- En fonction de la valeur assignée à la distance la plus proche,  $N_v$  est égal à 1,52, comme indiqué dans le tableau 16-T de l'UBC97.
- Le coefficient sismique  $C_{VD} = C_V$  est obtenu à partir du tableau 16-R de l'UBC97, en fonction du facteur de zone sismique et du type de profil de sol (profil de sol rigide  $S_D$ ,  $C_{VD} = 0,64 N_v$ ).

Pour évaluer l'efficacité des systèmes d'isolation en LRB, les trois composantes du mouvement du sol enregistrées à chacune des trois stations les plus proches de la faille sismique (environ 5,54 km, 11,39 km et 17,822 km), pendant le tremblement de terre de 1994 à Northridge d'une magnitude de 6,7  $M_w$  sont utilisées. Les composantes longitudinales, transversales et verticales des mouvements sismiques du sol enregistrées à chacune des trois stations sont simultanément appliquées dans les principales directions  $X$ ,  $Y$  et  $Z$  de la structure. Seuls les résultats dans la direction  $X$  seront présentés ici. Les caractéristiques des trois composantes du mouvement du sol enregistrées à chacune des trois stations utilisées pour la conception de l'isolateur sont présentées dans le Tableau 4.1.

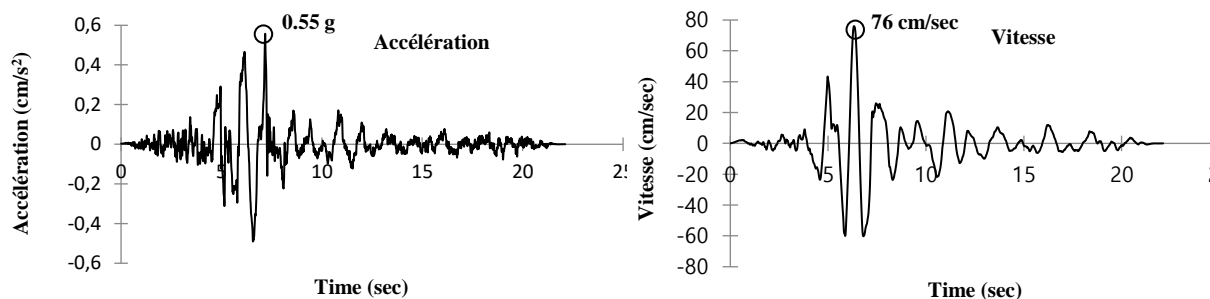
**Tableau 4.1.** Caractéristiques des composantes sismiques utilisées dans l'analyse dynamique non linéaire 3-D et dans la conception de l'isolateur LRB

Séisme	Station	Distance à la faille (km)	Composante	PGA (g)	PGV (cm/sec )	PGD (cm)
Northridge 17- 01- 1994, 6.7 $M_w$	Pardee	5.54	NORTHR_PAR--L	0.55	76.03	14.43
			NORTHR_PAR--T	0.3	54	11.06
			NORTHR_PAR--UP	0.38	11.10	0.48
	Canyon	11.39	NORTHR_LOS000	0.403	44.361	11.26
			NORTHR_LOS270	0.471	41.106	14.56
			NORTHR_LOS-UP	0.303	18.531	5.34
	Hollywood	17.82	NORTHR_WIL090	0.135	12.737	4.85
			NORTHR_WIL180	0.25	27.018	5.46
			NORTHR_WIL-UP	0.151	11.695	3.98

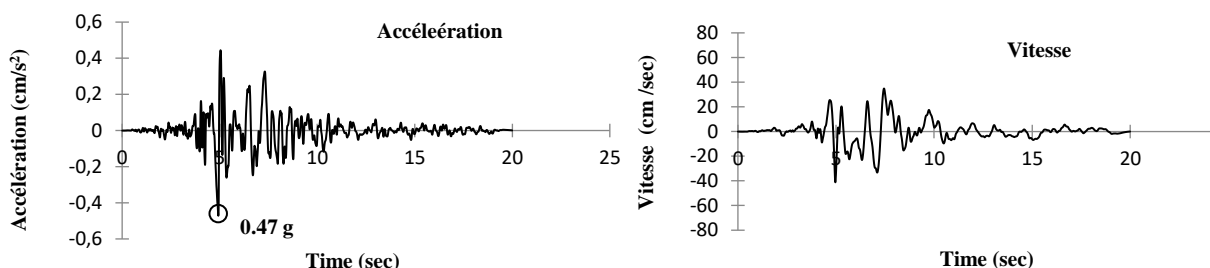
Les accélérations et les vitesses des composantes longitudinales du mouvement du sol sont représentées dans la Figure 4.2. Cette figure montre une impulsion de vitesse significative de 76 cm/s pour la composante de mouvement du sol longitudinal enregistrée à la station Pardee, alors qu'il n'y a pas d'impulsions de vitesse significatives pour les composantes de mouvement longitudinal du sol enregistrées aux autres stations Canyon et Hollywood. Les accélérations maximales pour les composantes longitudinales du mouvement du sol enregistrées aux stations Pardee, Canyon et Hollywood sont respectivement de 0,55 g, 0,47 g et 0,25 g.

### 4.2.3 Modèle du système d'isolation

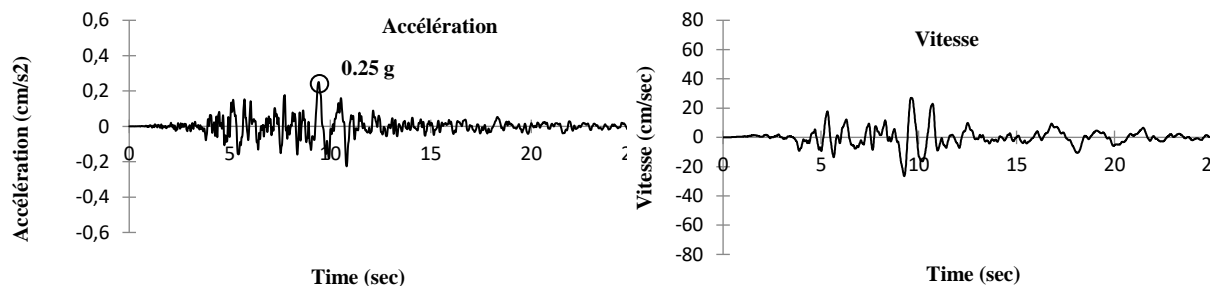
Le système d'isolation des appuis en caoutchouc au plomb (*LRB*) est placé sous chaque colonne d'un bâtiment. Il y a une dalle rigide au niveau de la base qui relie tous les éléments d'isolation. Un type d'isolateurs *LRB* est conçu pour les colonnes extérieures et intérieures.



(a) NORTHHR\_PAR--L composantes de l'accélération et de la vitesse



(b) NORTHHR\_LOS270 composantes de l'accélération et de la vitesse



(c) NORTHHR\_WIL180 composantes de l'accélération et de la vitesse

**Figure 4.2.** Les composantes longitudinales temporelles de l'accélération et de la vitesse du mouvement du sol en champ proche enregistrées aux stations Pardee, Canyon et Hollywood lors du séisme Northridge de 1994, 6.7  $M_w$

Le système d'isolation *LRB* devrait fournir des périodes d'isolement efficaces ( $T_D = 2,00$  sec) inférieur à trois fois la période du bâtiment à base fixe (formule UBC97 (30-8) et un coefficient d'amortissement critique  $\beta_D$  d'environ 15 % (formule UBC97 (65-3)). Le comportement bilinéaire est adopté car ce modèle peut être utilisé pour la plupart des systèmes d'isolation existants dans la pratique. Après la procédure de convergence des paramètres du modèle, les propriétés des isolateurs pour tous les cas de mouvements du sol en champ proche enregistrés dans un système de portique auto-stable conçu selon l'UBC97 sont données dans le Tableau 4.2.

**Tableau 4.2.** Propriétés du modèle bilinéaire de l'isolateur *LRB* au niveau *DBE*

Séisme Northridge 1994,6.7 $M_w$	$N_V$	$C_{VD}$	$T_D$ (sec)	$D_{TD}$ (cm)	$K_D$ (kN/m)	$W_D$	$D_y$ (m)	$Q$ (kN)	$K_2$ (kN/m)	$K_1$ (kN/m)
Station Pardee	1.52	0.977	2	34	837.30	92.03	0 0.008 0.01225	67.36 68.97 69.86	640.12 635.39 632.78	6401.2 6353.9 6327.8
Station Canyon	1.14	0.73	2	26	837.30	51.38	0 0.0075 0.0091	50.33 51.85 52.20	640.12 634.15 632.79	6401.2 6341.5 6327.9
Station Hollywood	1	0.64	2	22	837.30	39.49	0 0.0055 0.0080	44.12 45.23 45.77	640.12 635.15 632.80	6401.2 6351.5 6328.0

Comme on peut l'observer dans le Tableau 4.2, le déplacement total de conception  $D_{TD}$  augmente avec l'augmentation du facteur de source proche  $N_V$  et du coefficient sismique  $C_{VD}$ .

Par exemple, le déplacement total de conception  $D_{TD}$  est beaucoup plus élevé dans le cas de la station Pardee (la station la plus proche de la faille sismique active) par rapport aux autres stations, avec une valeur de 34 cm. De plus, la dissipation d'énergie  $W_D$  a considérablement augmenté dans le cas des mouvements proches de la faille de Pardee, indiquant une forte atténuation des caractéristiques des mouvements sismiques du sol. Cela montre clairement l'importance de prendre en compte le facteur de source proche pour évaluer l'efficacité des systèmes d'isolation.

### 4.3 Équations de mouvement

#### 4.3.1 Équations de mouvement à un degré de liberté

Le mouvement d'une structure de bâtiment isolée sismiquement peut être exprimé par une équation de mouvement à un degré de liberté (*SDOF*) en supposant que la structure au-dessus de l'interface d'isolation est extrêmement rigide et que le mouvement du système structural se produit principalement à sa base ou au niveau du système d'isolation. Les unités d'isolation font généralement référence aux supports, tandis qu'un système d'isolation est défini comme un assemblage d'unités d'isolation, de membres reliant structurellement les unités d'isolation, tels que des poutres en acier avec des fixations d'extrémité, et de connexions entre les unités d'isolation et d'autres éléments structuraux. En plus de l'unité d'isolation et du système d'isolation, d'autres terminologies et définitions, telles que la structure au-dessus ou en dessous du système d'isolation, sont illustrées graphiquement dans la Figure 4.3.

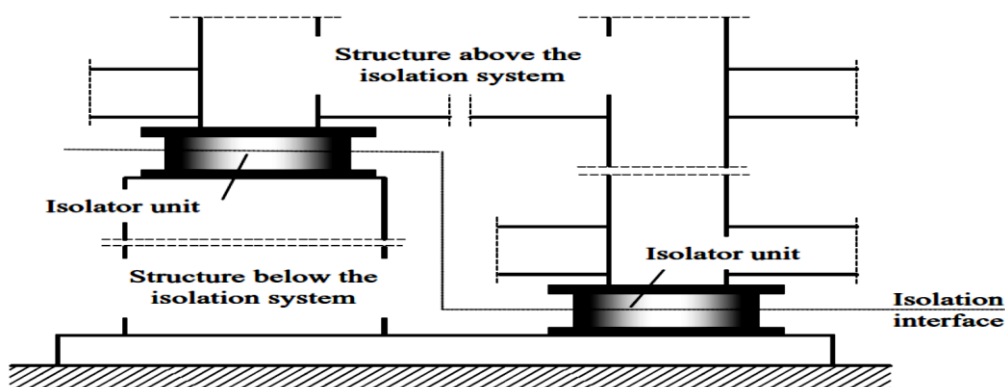


Figure 4.3. Configurations de la structure isolée

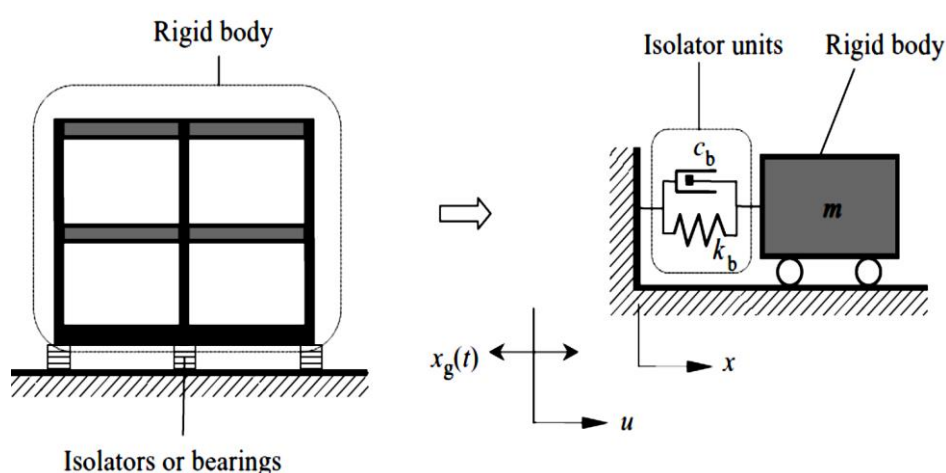


Figure 4.4. Modèle d'une structure isolée à un degré de liberté

Un schéma d'une structure isolée sismiquement à un degré de liberté est montré dans la Figure 4.4. Un corps rigide avec une masse,  $m$ , représente la structure du bâtiment au-dessus de l'interface d'isolation. Le système d'isolation possède une rigidité latérale,  $k_b$ , et un coefficient d'amortissement,  $c_b$ . Le mouvement du système d'isolation et le mouvement du sol sont exprimés respectivement comme  $u(t)$  et  $x_g(t)$ . En utilisant les notations simplifiées  $u$  et  $x_g$  pour représenter  $u(t)$  et  $x_g(t)$ , l'équation de mouvement, dérivée à partir de la condition d'équilibre, est donnée comme suit :

$$m\ddot{u} + c_b(\dot{u} - \dot{x}_g) + k_b(u - x_g) = 0 \quad (27)$$

En introduisant le déplacement relatif,  $x = u - x_g$ , la fréquence angulaire,  $\omega_b = \sqrt{k_b/m}$ , et le coefficient d'amortissement,  $\beta_b = c_b/2\omega_b m$ , l'équation (28) est réécrite comme suit :

$$\ddot{x} + 2\omega_b \beta_b \dot{x} + \omega_b^2 x = -\ddot{x}_g \quad (28)$$

La solution générale de l'équation (29) peut être exprimée comme suit :

$$x(t) = c_1(t)e^{-\beta_b \omega_b t} \sin \overline{\omega_b} t + c_2(t)e^{-\beta_b \omega_b t} \cos \overline{\omega_b} t \quad (29)$$



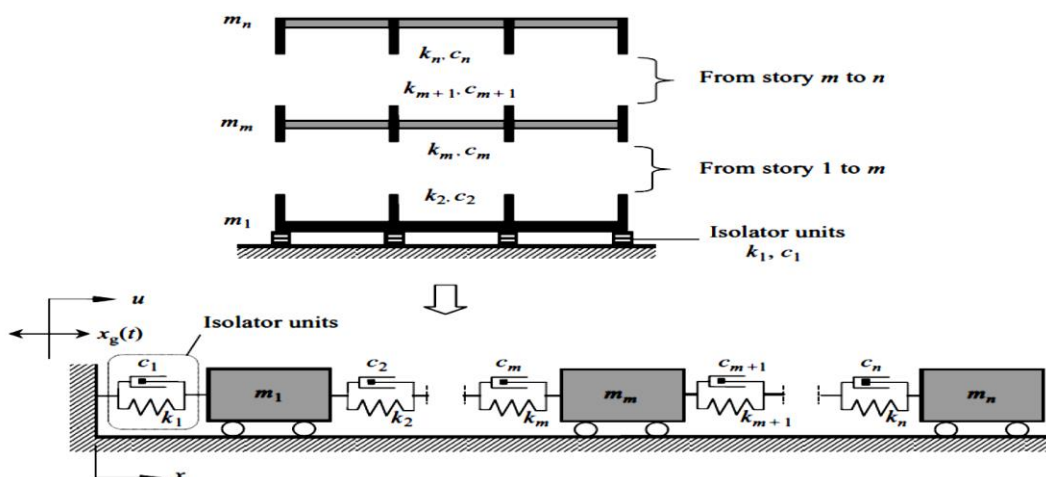


Figure 4.5. Structure isolée à plusieurs degrés de liberté

### 4.3.2 Équations de mouvement à plusieurs degrés de liberté

La Figure 4.5 montre une structure isolée à plusieurs étages. En utilisant la condition d'équilibre, l'équation de mouvement au niveau du sommet, n, est comme suit :

$$m_n \ddot{u} + c_n (\dot{u}_n - \dot{u}_{n-1}) + k_n (u_n - u_{n-1}) = 0 \quad (30)$$

où :  $m_n$  est la masse du dernier plancher;  $c_n$  et  $k_n$  désignent le coefficient d'amortissement et la rigidité du dernier étage sous plancher terrasse, respectivement;  $u_n$  et  $u_{n-1}$ , simplifiés de  $u_n(t)$  et  $u_{n-1}(t)$ , représentent le mouvement du dernier étage. Considérant que le mouvement du sol simplifié  $x_g(t)$ , l'équation de mouvement de l'étage 1 au-dessus du système d'isolation peut être écrite comme suit :

$$m_1 \ddot{u}_1 + c_1 (\dot{u}_1 - \dot{x}_g) - c_2 (\dot{u}_2 - \dot{u}_1) + k_1 (u_1 - x_g) - k_2 (u_2 - u_1) = 0 \quad (31)$$

où :  $m_1$  est la masse à l'étage 1;  $c_2$  et  $k_2$  sont le coefficient d'amortissement et la rigidité entre les étages 2 et 1, respectivement;  $c_1$  et  $k_1$  sont désignés par le coefficient d'amortissement et la rigidité du système d'isolation, respectivement;  $x_2$  et  $x_1$  représentent le mouvement au niveau de l'étage 2 et 1. En introduisant le déplacement relatif entre chaque étage, les équations de mouvements forment plusieurs degrés de liberté (MDOF). Ces équations peuvent être exprimées en notations matricielles et symboliquement exprimées comme ci-dessous :

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{x}\} + [k]\{x\} = -\ddot{x}_g [M]\{1\} \quad (32)$$

où :  $[M]$ ,  $[C]$ ,  $[K]$  la matrice de masse, d'amortissement et de rigidité, respectivement.

Pour un bâtiment à plusieurs étages, il est raisonnable de regrouper la masse de la structure à certains nœuds dont le degré de liberté de translation est défini. Dans ce cas, la matrice de masse localisée a une forme diagonale simple. Les termes hors diagonale de cette matrice disparaissent car une accélération de tout point de masse produit une force d'inertie en ce point. Il est également supposé, dans la plupart des analyses de bâtiments, que la masse reste constante en fonction du temps. La rigidité de la structure a un effet majeur sur la conception du bâtiment à plusieurs étages. Plus la structure est rigide, plus les périodes naturelles de vibration libre sont courtes et plus les déplacements sous l'excitation du séisme sont petits. Le changement possible de la rigidité structurelle dû à des actions inélastiques ou non linéaires dans les composants structurels doit être calculé au cours de l'analyse dynamique.

La méthode directe de la rigidité peut être utilisée pour assembler la matrice de rigidité des éléments individuels dans la matrice globale de la rigidité de la structure. Il faut noter que l'utilisation d'un amortissement visqueux linéaire est une commodité mathématique. L'hypothèse de l'amortissement visqueux linéaire fournit le modèle mathématique le plus simple d'un amortissement directement proportionnel à la vitesse.

#### **4.4 Analyses dynamiques non linéaires**

Dans cette section, la réponse sismique non linéaire de la structure de bâtiment à plusieurs étages en 3D (Figure 4.1) est étudiée en utilisant les enregistrements de trois composantes d'accélération du mouvement du sol provenant de trois stations situées à des distances différentes de la faille sismique lors du tremblement de terre de 1994 à Northridge, de magnitude 6,7.

L'analyse dynamique dans le domaine temporel est effectuée sur des structures à base fixe et à base isolée. La superstructure est modélisée comme une structure de portique élastique. La superstructure et la base sont modélisées avec trois degrés de liberté :  $X$ ,  $Y$  et degré de liberté en rotation par étage, attachés au centre de masse. Les planchers sont supposés être infiniment rigides dans le plan (Nagarajiah et al., 1991). Tous les éléments d'isolation *LRB* sont reliés au niveau de la base par une dalle rigide au niveau de la fondation (Figure 4.1). L'isolateur *LRB* est modélisé comme *LINK*, dans un format approprié pour le programme SAP2000 (Computers and Structures Inc, 2000). Le code d'éléments finis non linéaires SAP2000 est utilisé pour obtenir les réponses dynamiques à des intervalles de temps discrets.

La méthode non linéaire d'intégration directe de Newmark (*NDI*) avec les paramètres  $\gamma = 0,5$  et  $\beta = 0,25$  (c'est-à-dire en utilisant la méthode d'accélération moyenne inconditionnellement stable) et la méthode d'analyse non linéaire rapide (*FNA*) (Wilson, 2002) sont utilisées pour intégrer les équations d'équilibre dynamique de mouvement.

#### 4.4.1 Méthode non linéaire temporelle d'intégration directe de Newmark

La méthode de Newmark  $\beta$  utilisée avec les coefficients  $\gamma = 0.5$  and  $\beta = 0.25$  c'est la méthode d'accélération moyenne inconditionnellement stable. La méthode du pas de temps est basée sur les équations suivantes :

$$\dot{x}_{i+1} = \frac{2}{\Delta t} (x_{i+1} - x_i) - \dot{x}_i \quad (33)$$

$$\ddot{x}_{i+1} = \frac{4}{\Delta t^2} (x_{i+1} - x_i) - \frac{4}{\Delta t} \dot{x}_i - \ddot{x}_i \quad (34)$$

Les paramètres  $\gamma$  et  $\beta$  définissent la variation de l'accélération sur un pas de temps et déterminent les caractéristiques de stabilité et de précision de la méthode. Ces deux équations combinées avec l'équilibre de l'équation (6.15) à la fin du pas de temps, fournissent la base pour calculer  $x_{i+1}$ ,  $\dot{x}_{i+1}$  et  $\ddot{x}_{i+1}$  au temps  $i+1$  à partir des  $x_i$ ,  $\dot{x}_i$  et  $\ddot{x}_i$  connus au temps  $i$ . Généralement, l'itération est nécessaire pour implémenter ces calculs, car l'inconnu  $\ddot{x}_{i+1}$  apparaît dans la partie droite de l'Equation (33) et (34).

#### 4.4.2 Méthode d'analyse non linéaire rapide (*FNA*)

C'est une méthode d'analyse modale utile pour l'évaluation statique ou dynamique de systèmes structurels linéaires ou non linéaires. En raison de sa formulation efficace sur le plan informatique, *FNA* est bien adapté à l'analyse temporelle et recommandé par rapport aux applications d'intégration directe. En plus des relations force-déformation non linéaires des matériaux, ces objets de liaison peuvent simuler des dispositifs d'amortissement concentrés, des isolateurs et d'autres technologies de dissipation d'énergie. Si les mécanismes de fusibles ne font pas partie intégrante de l'intention de conception, une analyse élastique initiale peut révéler des emplacements où une inélasticité est susceptible de se produire. Cependant, il est toujours préférable de prédéfinir les mécanismes inélastiques de telle sorte que leur conception puisse offrir une ductilité suffisante, tandis que les systèmes élastiques garantissent une résistance suffisante.

L'efficacité de la formulation *FNA* est en grande partie due à la séparation du vecteur force d'objet non linéaire  $R_{NL}(t)$  de la matrice de rigidité élastique et des équations de mouvement amorties, comme le montre l'équation d'équilibre fondamentale de *FNA*, exprimée comme suit :

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) + R_{NL}(t) = R(t) \quad (36)$$

Les vecteurs Ritz dépendants de la charge orthogonale de rigidité et de masse représentent les relations d'équilibre au sein du système structurel élastique. À chaque incrément de temps, les équations modales non couplées sont résolues exactement, tandis que les forces au sein du DOF non linéaire prédéfini, indexé dans  $R_{NL}(t)$ , sont résolues par un processus itératif qui converge pour satisfaire l'équilibre. Suite à cette procédure, *FNA* est une application dynamique-non linéaire efficace et précise qui satisfait les relations d'équilibre, de force-déformation et de compatibilité.

#### **4.5 Réponses maximales et critères de performance limités**

Les évaluations des performances sismiques incluent le déplacement au sommet l'accélération absolue au sommet, le déplacement maximal de la base et le cisaillement de la base. Les critères de performance sont définis comme suit :

- 1) Le déplacement relatif ( $P_1$ ) de la base par rapport au sol représente également les déformations des isolateurs :  $P_1 = \max(|d_b|)$

Où :  $d_b$  est le déplacement relatif de la base par rapport au sol.

- 2) Le taux du déplacement inter étage ( $P_2$ ) est défini comme suit :

$$P_2 = \max(|(d_5 - d_b) / H|)$$

Où :  $d_5$  est le déplacement relatif au sommet par rapport au sol et  $H$  est la hauteur totale du bâtiment.

- 3) L'accélération maximale au sommet ( $P_3$ ) est définie comme suit :  $P_3 = \max(|a_5|)$

Où :  $a_5$  est l'accélération totale du cinquième étage.

- 4) Le cisaillement maximal à la base est donné par :  $P_4 = \max|V_b|$

Où :  $V_b$  est le pic de l'effort de cisaillement à la base de la structure.

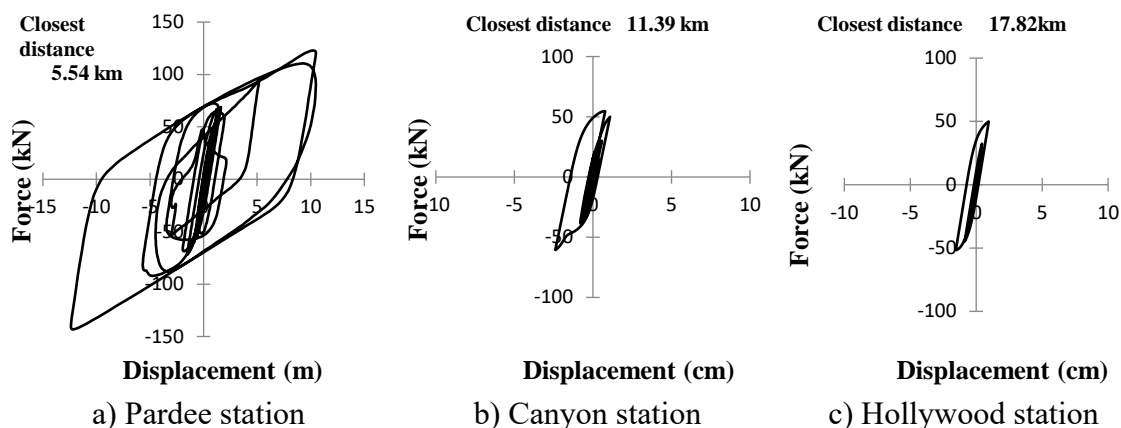
La performance sismique des systèmes d'isolation de base a été évaluée en comparant les résultats des réponses dynamiques du bâtiment isolé à ceux du bâtiment à base fixe. Les résultats démontrant les avantages de l'isolation de la base sont résumés dans le Tableau 4.3, avec les interprétations appropriées présentées dans les sections 4.5.1 à 4.5.4. Il ressort des résultats présentés dans le même tableau que l'isolation sismique de la base réduit simultanément le taux du déplacement inter-étage, l'accélération de l'étage et cisaillement à la base, contrairement au concept de base de ductilité qui réduit les dommages sismiques et améliore les performances structurelles des structures de bâtiment. Le Tableau 4.3 montre également que, pour une précision pratiquement identique, l'algorithme *FNA* est beaucoup plus efficace que la méthode d'intégration temporelle directe de *Newmark*.

**Tableau 4.3.** Performance sismique du bâtiment isolé étudié et des méthodes d'analyse numérique

Évaluation de la performance sismique	Méthode D'analyse	Northridge Enregistrement Pardee		Northridge Enregistrement Canyon		Northridge Enregistrement Hollywood	
		Base Fixe	Base Isolée	Base Fixe	Base Isolée	Base Fixe	Base Isolée
(P <sub>1</sub> ) déplacement à la base (cm)	NDI	0	12.92	0	2.99	0	2.07
	FNA	0	14.20	0	4.34	0	2.99
(P <sub>2</sub> ) Taux de déplacement inter étage (%)	NDI	3.31	1.00	0.858	0.60	0.69	0.53
	FNA	3.33	1.00	0.859	0.60	0.69	0.53
(P <sub>3</sub> ) Accélération au sommet (m/s <sup>2</sup> )	NDI	20.13	6.61	5.50	3.10	3.90	2.49
	FNA	20.15	5.53	5.50	2.73	3.90	2.37
(P <sub>4</sub> ) Cisaillement à la base (kN)	NDI	6462	1697	1624	737.8	1414	624
	FNA	6459	1791	1583	842	1421	679
CPU Time (sec)	NDI	464	389	211	334.48	201	260
	FNA	4	6	5	6	4	7

#### 4.5.1 Déplacement à la base

Les déplacements maximaux à la base des structures isolées dans la direction X étaient de 14,20 cm, 4,34 cm et 2,99 cm pour les composantes de mouvement du sol appliquées en 3D enregistrées respectivement aux stations de Pardee, Canyon et Hollywood durant le séisme de 1994 de magnitude 6,7 à Northridge. Ces valeurs représentent respectivement 42%, 17% et 13,5% du déplacement de conception prévu calculé selon l'*UBC97* (voir le tableau 4.3), indiquant un degré substantiel de sécurité dans la conception pour les propriétés du matériau et les caractéristiques de mouvement du sol en champ proche spécifiées dans cette étude.



**Figure 4.6.** Courbes sismiques force-déformation de l'isolateur pour les composantes de mouvement du sol 3-D d'accélération enregistrées à : a) Pardee, b) Canyon, c) Hollywood, lors du séisme de 1994 à Northridge de magnitude  $M_w=6,7$

La Figure 4.6 montre des tracés typiques des comportements force-déplacement de l'isolateur sous trois différentes composantes de mouvement du sol d'accélération enregistrées respectivement aux stations de Pardee, Canyon et Hollywood durant le séisme de 1994, Northridge de magnitude  $M_w$  6,7. On peut observer que les caractéristiques force-déplacement des isolateurs diffèrent pour les différents cas de mouvement du sol en champ proche, caractérisés par les trois distances les plus proches de la faille sismique (5,54, 11,39 et 17,82 km) et les niveaux PGA correspondants (0,55, 0,47 et 0,25 g). La zone de la boucle d'hystérésis s'élargit dans le cas de mouvement du sol enregistré à la station Pardee, c'est-à-dire la station la plus proche de la faille sismique. Pour les mouvements du sol enregistrés aux deux stations plus éloignées de Canyon et Hollywood, les boucles d'hystérésis deviennent étroites et étroitement espacées dans la zone centrale. Dans tous les cas, les déplacements maximaux calculés sont inférieurs à la moitié des déplacements de conception prédits par l'*UBC97*, ce qui indique, comme prévu dans les codes de construction parasismique, un degré substantiel de conservatisme dans la conception dû essentiellement au fait que différents séismes au même endroit et ayant différents contenus fréquentiels peuvent induire des périodes particulières de la structure avec plus ou moins d'intensité. De plus, on constate que l'hypothèse de comportement bilinéaire faite lors de la phase de conception selon l'*UBC97* est acceptable.

### 4.5.2 Déplacement inter étages

La réponse en termes de déplacement inter étage est un paramètre important pour évaluer les performances de l'isolation à la base. Les Figure 4.7 à 4.9 illustrent la comparaison des taux de déplacement inter étage ( $P_2$ ) pour les bâtiments à base fixe et à base isolée pour les trois cas de mouvements du sol en champ proche enregistrés aux stations Pardee, Canyon et Hollywood lors du séisme de 1994 à Northridge.

Les taux de déplacements inter étage du bâtiment isolé sont réduits d'environ 68%, 30% et 20% par rapport au bâtiment à base fixe, respectivement pour les stations de Pardee, Canyon et Hollywood. On peut observer que le rapport ( $P_2$ ) du déplacement au sommet pour le bâtiment à base fixe, dans le cas du mouvement du sol en champ proche enregistré à la station la plus proche de la faille sismique (station Pardee), est égal à 3.33%, dépassant le maximum autorisé par l'*UBC97* (qui est de 2% fois la hauteur d'étage).

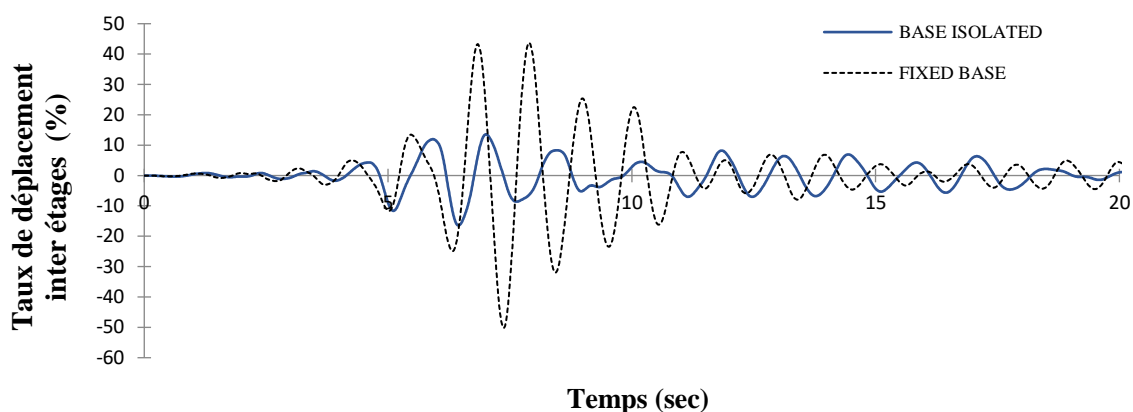


Figure 4.7. Taux du déplacement inter-étage sous le séisme de 1994, à Northridge de 6.7  $M_w$  (station Pardee)

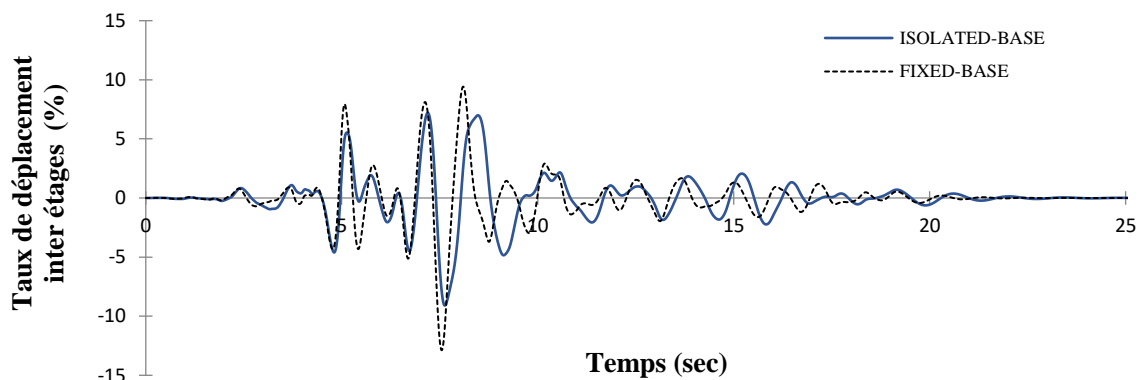
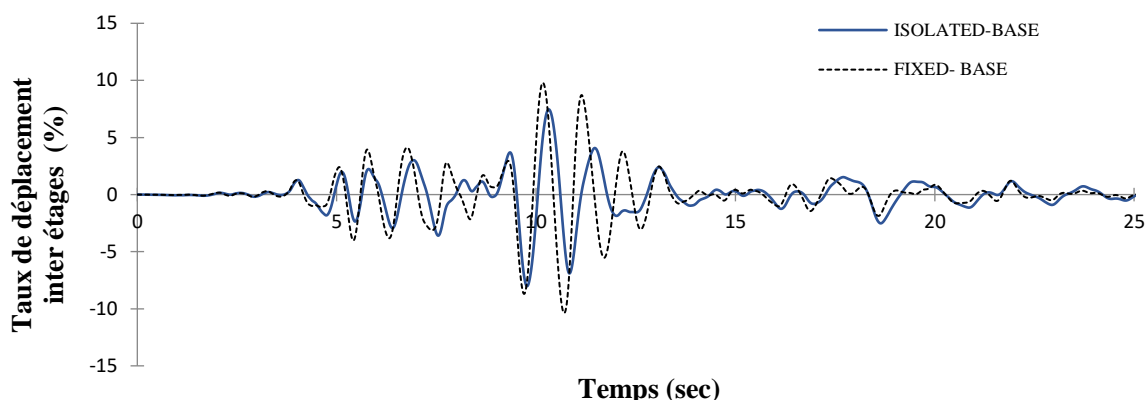


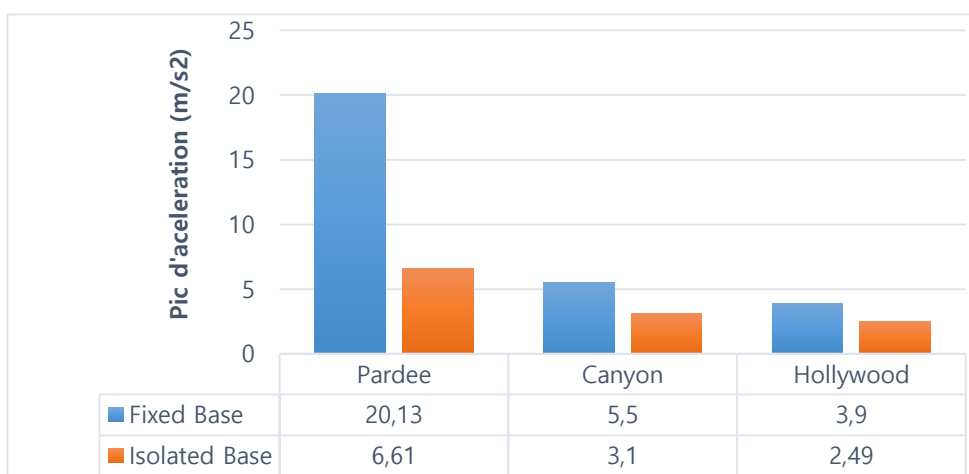
Figure 4.8. Taux du déplacement inter-étage sous le séisme de 1994, à Northridge de 6.7  $M_w$  (station Canyon)



**Figure 4.9.** Taux du déplacement inter-étages sous le séisme de 1994, à Northridge de  $M_w=6.7$  (station Hollywood)

### 4.5.3 Accélération absolue

La Figure 4.10 montre les accélérations maximales absolues au sommet des bâtiments à base isolée et à base fixe, soumis à des mouvements du sol en champ proche de la faille enregistrés aux stations Pardee, Canyon et Hollywood lors du tremblement de terre de Northridge en 1994. On constate que les accélérations maximales absolues au sommet du bâtiment à base isolée diminuent de 67%, 43% et 36% par rapport aux valeurs des accélérations maximales absolues du bâtiment à base fixe, pour les stations Pardee, Canyon et Hollywood respectivement.



**Figure 4.10.** Pics d'accélération au sommet



#### 4.5.4 Cisaillement à la base

Les pics de cisaillement à la base de la direction X du bâtiment isolé et à base fixe pour les trois cas de mouvements du sol en champ proche enregistrés aux stations Pardee, Canyon et Hollywood durant le tremblement de terre de Northridge en 1994 sont illustrés sur la Figure 4.11. On peut observer que les pics de cisaillement à la base transmis à la superstructure du bâtiment isolé à la base diminuent de 73%, 54%, et 55% par rapport aux valeurs du bâtiment à base fixe pour les mouvements du sol en champ proche enregistrés aux stations Pardee, Canyon et Hollywood, respectivement. Le cisaillement maximal à la base est réduit de  $P_4 = 6462$  kN à  $P_4 = 1697$  kN dans le cas du mouvement du sol en champ proche enregistré à la station la plus proche de la faille sismique (station Pardee).

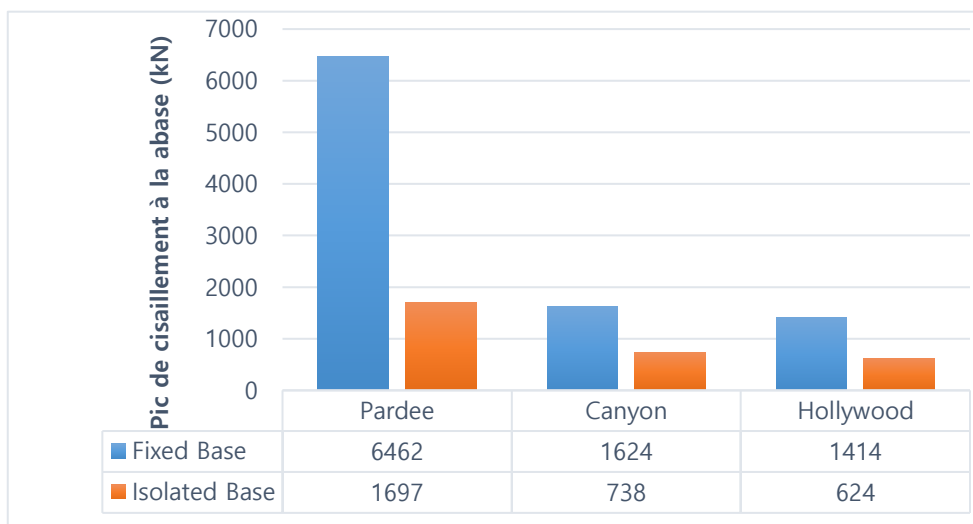


Figure 4.11. Pic de cisaillement à la base

#### 4.6 Conclusion

Les résultats au niveau du séisme de conception (*DBE*) montrent clairement l'efficacité du système d'isolation LRB pour réduire de manière significative et simultanée la réponse sismique en termes d'accélération des étages, de déplacement inter-étages et de l'effort de cisaillement à la base. Les déplacements maximaux calculés de l'isolateur sont inférieurs à la moitié des déplacements de conception prédits par l'*UBC97*, ce qui indique, un degré substantiel de conservatisme dans la conception dû essentiellement au fait que différents séismes au même endroit et ayant différents contenus fréquentiels peuvent induire des périodes particulières de la structure avec plus ou moins d'intensité. De plus, on constate que l'hypothèse de comportement bilinéaire faite lors de la phase de conception selon l'*UBC97* est acceptable.

## CHAPITRE V

# 5 VERIFICATION DE LA STABILITE ET DE LA DEFORMATION EN CISAILLEMENT DE L'ISOLATEUR

---

### 5.1 Introduction

### 5.2 Conception géométrique préliminaire

### 5.3 Vérification de la stabilité et de la déformation en cisaillement de l'isolateur

#### 5.3.1 Stabilité de l'isolateur au flambement

#### 5.3.2 Stabilité de l'isolateur au renversement (Rollout)

#### 5.3.3 Vérification des déformations par cisaillement dû à la charge verticale

#### 5.3.4 Vérification des déformations par cisaillement, y compris la charge sismique

#### 5.3.5 Condition de la forme du noyau en plomb

### 5.4 Résultats de la conception géométrique et de l'efficacité de l'isolateur LRB au niveau MCE

### 5.5 Ajout d'un amortisseur visqueux supplémentaire

### 5.6 Conclusion

## **Conclusion générale**

## **5.1 Introduction :**

La conception des bâtiments isolés à travers des dispositions et des directives a deux objectifs principaux : assurer la sécurité des personnes lors d'un tremblement de terre majeur et réduire les dommages structurels et non structurels. Les objectifs de conception basés sur la performance doivent être atteints en respectant les états limites des niveaux sismiques définis par les codes. En outre, il est important de se demander si les facteurs de proximité de la source plus élevés du code *UBC97* sont suffisants pour fournir le degré de protection souhaité à la structure. Le code *UBC97* prévoit que les superstructures des bâtiments isolés de base se comporteront presque élastique sous un séisme de conception. Ainsi, l'exigence de la vérification de la stabilité et de la déformation en cisaillement des isolateurs sismiques est une étape critique pour assurer la sécurité et la résilience des structures lors d'un séisme majeur (MCE).

## **5.2 Conception géométrique préliminaire**

Les étapes requises pour la conception géométrique préliminaire d'un isolateur type LRB sont les suivantes (e.g. [Mayes et Naeim, 2001](#) ; [Kelly, 1997](#)):

- Sélection des propriétés du caoutchouc : le module de cisaillement  $G$  ( $G = 1,06 \text{MPa}$ ) et la déformation de cisaillement maximale,  $\gamma_{max}$  (100%)
- Calcul de:
  - L'épaisseur totale du caoutchouc,  $t_r = D_D / \gamma_{max}$ ,
  - La section  $A = k_D t_r / G$  et diamètre requis  $\varnothing$  de l'isolateur,
  - La rigidité horizontale de l'isolateur,  $k_M = GA / t_r$ ,
  - L'épaisseur de la couche de caoutchouc,  $t$  ( $t = \varnothing / 4S$ ) et nombre de couches ( $N = t_r / t$ ),
  - La section du noyau en plomb ;  $A_p = Q / f_{py}$  ( $f_{py} = 8.82 \text{MN/m}^2$ , limite d'élasticité du noyau en plomb en cisaillement)
  - La hauteur totale de l'isolateur,  $h$  :  $h = t_r + (N-1) t_s + 2 \times 2.5 \text{ cm}$  ( les plaques de couverture sont supposées avoir une épaisseur de 2,5 cm,  $t_s$  étant l'épaisseur de la plaque en acier).

### 5.3 Vérification de la déformation en cisaillement et de la stabilité de l'isolateur

Les exigences en matière de déformation par cisaillement et les conditions de vérification de la stabilité de l'isolateur doivent être satisfaites au niveau sismique maximal (*MCE*). Le déplacement maximal total de l'isolateur,  $D_{TM}$ , doit prendre en compte les déplacements résultant à la fois d'une torsion réelle et accidentelle, conformément à la formule UBC97 58-6.

$$D_{TM} = \left[ 1 + \frac{(12e)}{b^2 + d^2} y \right] D_M \quad (37)$$

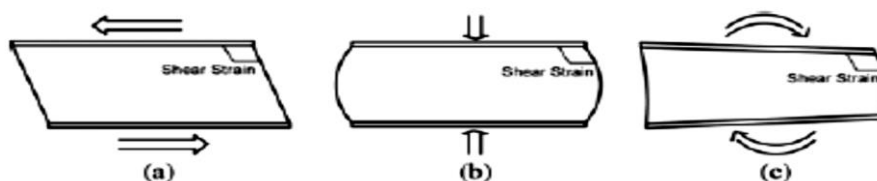
où :

$$D_M = \frac{\left( \frac{g}{4\pi^2} \right)}{B_M} C_{VM} \cdot T_M \quad (38)$$

$D_M$  : déplacement maximum associé à la période effective  $T_M$ .

$C_{VM}$  : coefficient sismique (Table A-16-G),  $N_v$ : facteur de source proche,  $B_M$  coefficient d'amortissement correspondant (Table A-16-C), et la période effective  $T_M$  au déplacement maximum  $D_M$ , supposée ici être égale à 2,6 sec.

La contrainte de cisaillement totale correspondante prend en compte non seulement la contrainte de cisaillement pure due au mouvement horizontal, mais également les effets de compression et de rotation comme illustré dans la Figure 5.1 (Hyejin et al., 2013).



**Figure 5.1.** Total déformation au cisaillement due au : (a) séisme ( $\gamma_{eq}$ ), (b) compression ( $\gamma_{sc}$ ) et (c) rotation ( $\gamma_{sr}$ )

#### 5.3.1 Stabilité au flambement

Un appui élastomère multicouche peut être sensible à un type d'instabilité de flambement similaire à celui d'un poteau ordinaire, mais dominé par la faible rigidité au cisaillement de l'appui.

En Considérons l'appui comme un poteau de longueur  $h$  avec une section transversale  $A$ , la valeur critique dans la configuration déformée latéralement qui est la charge de flambement d'un poteau tenant compte des déformations de cisaillement (Weisman, 2012) calculée comme suit :

$$P_{cr} = \frac{-P_S + \sqrt{P_S^2 + 4P_S P_E}}{2} \quad (39)$$

Dans laquelle  $P_S$  est la rigidité au cisaillement par unité de longueur définie comme  $P_S = GA_S$ , où  $A_S$  est l'aire de cisaillement effective égale à :  $Ah / t_r$  où  $h$  est la hauteur totale de l'appui (caoutchouc plus acier).  $P_E$  est la charge de flambement d'Euler pour un poteau sans déformation de cisaillement définie comme :  $P_E = \pi^2 E_r I_s / h^2$  où,  $E_r$  est le module de flexion (ou de rotation) égal au module de compression divisé par 3 ( $E_c / 3$ ) et  $I_s = I (h / t_r)$  où  $I$  est le moment d'inertie de flexion et  $h$  est la hauteur, y compris les couches de caoutchouc et les plaques intermédiaires d'acier. Pour la plupart des types d'isolateurs où  $S \gg 5$ ,  $P_E \gg P_S$ , la charge critique peut être approchée comme :  $P_{cr} = \sqrt{P_S P_E}$

La contrainte de compression  $\sigma_{cr}$  de la charge critique :  $\sigma_{cr} = P_{cr} / A$

Pour éviter l'instabilité de l'appui, la contrainte de compression moyenne  $\sigma_c$  doit être inférieure à une tolérance prédéfinie  $\sigma_{cr}$  (Koh et Kelly, 1987) :

$$\sigma_c = \frac{P}{A} \leq \sigma_{cr} = \frac{\pi GS\emptyset}{\sqrt{6}t_r} \quad (40)$$

### 5.3.2 Stabilité au renversement (Rollout)

Un appui isolant, même s'il est intrinsèquement stable sous la charge de conception, peut connaître une autre forme d'instabilité s'il est connecté à la fondation ci-dessous et à la superstructure au-dessus par des clés de cisaillement qui ne peuvent pas supporter des charges de traction (Kelly, 1997). Il peut alors risquer un mode de comportement instable appelé renversement qui est associé à un déplacement latéral et limite le déplacement maximal que l'appui peut supporter (Figure 5.2).

Pour éviter le renversement (Rollout) de l'appui, le déplacement de l'isolateur sous la charge sismique doit remplir la condition suivante :

$$D \leq \delta_{roll-out} = \frac{P_{DL+LL+EQ} \cdot \emptyset}{P_{DL+LL+EQ} + h \cdot K_D} \quad (41)$$

Où :  $\delta_{roll-out}$  est le déplacement de reversement (*Rollout*) correspondant,  $P_{DL+LL+EQ}$  est la combinaison de la charge permanente, de la charge d'exploitation et de la charge sismique.

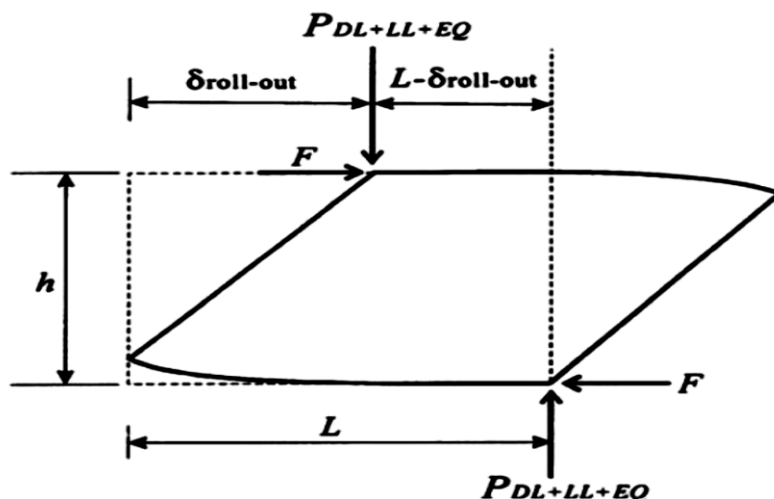


Figure 5.2. Renversment de l'isolateur

### 5.3.3 Déformation en cisaillement due à la charge verticale

Les couches de caoutchouc sélectionnées suffisantes sous la charge verticale  $P_{DL+LL}$ :

$$\gamma_{c DL+LL} < \frac{\zeta_b}{3} \quad (42)$$

où:  $\gamma_{c DL+LL}$  est la déformation de cisaillement due à la charge verticale  $P_{DL+LL}$ ;  $\zeta_b$  est l'allongement du caoutchouc à la rupture.  $S$  est le facteur de forme = 20,  $\zeta_b$  est l'allongement du caoutchouc à la rupture = 500% et  $E_c$ : module de compression du composite caoutchouc-acier = 203365 N/cm<sup>2</sup>

### 5.3.4 Déformation en cisaillement, y compris l'effet du séisme

Il est nécessaire de vérifier que la déformation de cisaillement totale de l'isolateur reste en dessous de la valeur maximale permise pour garantir la stabilité et le bon fonctionnement de l'appareil d'appui (AASHTO, 2010 ; Bukle et Liu, 1994) :

$$\gamma_{sc} + \gamma_{eq} + \gamma_{sr} \leq 0.75\zeta_b \quad (43)$$

où:

$$\gamma_{sc} = \frac{6SP_{DL+LL+EQ}}{E_C A_{re}} \quad (44)$$

$$\gamma_{eq} = \frac{D_{TM}}{t_r} \quad (45)$$

$$\gamma_{sr} = \frac{\phi^2 \theta}{2tt_r} \quad (46)$$

où :  $\gamma_{sc}$ ,  $\gamma_{eq}$  et  $\gamma_{sr}$  est la déformation de cisaillement due à la compression, au séisme et à la rotation respectivement.

$P_{DL+LL+EQ}$ : combinaison de la charge permanente, de la charge d'exploitation et de la charge sismique.  $A_{re}$ : aire de section transversale réduite  $\leq \phi^2 (\beta - \sin \beta) / 4$

où :  $\beta = 2 \cos^{-1} (D_M / \phi)$

$\theta$ : angle de rotation de l'appui provoqué par un séisme =  $\left[ \frac{(12e)}{(b^2 + d^2)} \right] D_M$

### 5.3.5 Condition de la forme du noyau en plomb

Les dimensions du noyau de plomb doivent fournir la rigidité initiale et la capacité de dissipation d'énergie à l'isolateur (Hagashino et Okamoto, 2006):

$$1.25 \leq \frac{H_p}{d_p} \leq 5 \tag{47}$$

où :  $H_p$  est la hauteur effective du noyau en plomb,  $d_p$  : est le diamètre du noyau en plomb.

## 5.4 Résultats de la conception géométrique et de l'efficacité de l'isolateur LRB au niveau MCE

Les effets significatifs du facteur de source proche sur les résultats de conception géométrique et les caractéristiques dynamiques de l'isolateur LRB d'une part, ainsi que les exigences de la déformation en cisaillement et les conditions de contrôle de stabilité au niveau MCE d'autre part, sont présentés respectivement dans le Tableau 5.1 et le Tableau 5.2.

**Tableau 5.1.** Effets du facteur de champ proche sur les résultats de conception géométrique et les caractéristiques dynamiques de l'isolateur LRB au niveau MCE.

Séisme de 1994, Northridge Mw = 6.7	$N_V^*$	$C_{VM}$	$D_{TM}$ (cm)	$\gamma_{max}$	$t_r = (D_{TM} / \gamma_{max})$ (cm)	Diamètre de l'isolateur $\emptyset$ (cm)	Hauteur totale de l'isolateur $h$ (cm)	Aire du noyau $A_p$ (cm <sup>2</sup> )	Rigidité effective $k_D$ (kN/m)	Période effective $T_D$ (sec)
Station de Pardee	1.52	1,17	60	100 %	35	90	50	79	1872	1.33
Station de Canyon	1.14	0,89	45	100 %	26	60	37	55	1113	1.73
Station de Hollywood	1	0,80	41	100 %	22	55	33	51	1067	1.77

\* Calculé en se basant sur l'interpolation linéaire (Voir tableau 16-T UBC 97)

**Tableau 5.2.** Vérification de la déformation au cisaillement et de la stabilité au niveau MCE

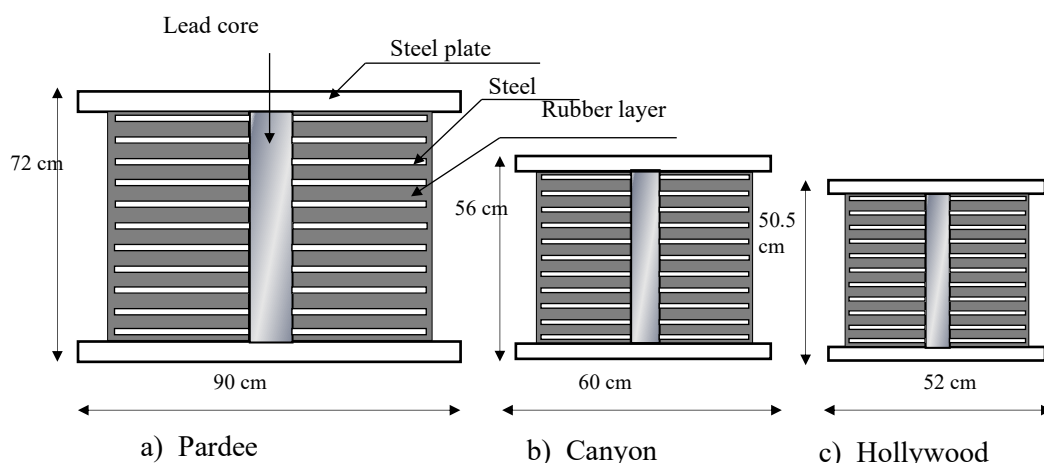
Séisme de 1994, Northridge M <sub>w</sub> = 6.7	(1) Condition Déformation en cisaillement $\gamma_{cDL+LL} < \frac{\zeta_b}{3}$	(2) Condition Stabilité $\sigma_c \leq \sigma_{cr}$ Eq (6)		(3) Condition Forme du noyau $\frac{H_p}{dp} \leq 5$	(4) Condition Déformation en cisaillement y compris Force sismique $\leq 0.75\zeta_b$	(5) Condition de Renversement « Rollout » $D \leq \delta_{roll-out}$ (m)
		$\sigma_c$ (Mpa)	$\sigma_{cr}$ (Mpa)			
Station de Pardee	0.15 < 1.67	2.52	14.50	3.80 < 5	2.25 < 3.75	0.60 < 0.64
Station de Canyon	0.17 < 1.67	3.51	16.08	3.22 < 5	2.26 < 3.75	0.45 < 0.49
Station de Hollywood	0.21 < 1.67	4.24	16.86	3.01 < 5	2.32 < 3.75	0.41 < 0.45

Le Tableau 5.1 montre que pour le mouvement du sol en champ proche enregistré à la station Pardee, on observe des valeurs élevées de diamètre, de hauteur et de rigidité horizontale effective de l'isolateur, ce qui entraîne une période effective courte. Cette configuration rend difficile l'obtention de l'efficacité d'isolation souhaitée.

De plus, le Tableau 5.2 montre qu'il y a un degré significatif de conservatisme dans les conditions de contrainte de cisaillement et de stabilité, et qu'il est difficile d'atteindre une marge de sécurité contre la condition de renversement ( $D_{TM} \approx \delta_{roll-out}$ ). Dans un tel cas, des dispositions spéciales telles qu'un amortissement supplémentaire ou d'autres stratégies d'isolation basées sur des combinaisons appropriées de LRB avec d'autres types d'isolateurs (tels que des amortisseurs à fluide visqueux, des isolateurs en caoutchouc à amortissement élevé, etc.) peuvent être utilisées afin d'améliorer l'efficacité souhaitée de l'isolation des bases (Provadikis, 2008 ; ladjel et Toumi, 2016).

Les effets des mouvements du sol en champ proche enregistrés à trois stations caractérisées par trois distances les plus proches de la faille sismique (5,54, 11,39 et 17,82 km) durant le tremblement de terre de 1994 à Northridge de M<sub>w</sub> = 6,7, sur la conception géométrique de l'isolateur LRB sont également résumés dans la Figure 5.3 encore une fois, ceux-ci montrent clairement l'importance d'inclure l'effet du paramètre de distance plus proche à la faille sismique et l'effet de la torsion sur le déplacement total maximal au niveau MCE.





**Figure 5.3.** Conceptions de l'isolateur *LRB* en fonction des mouvements du sol en champ proche enregistrés aux stations de Pardee, Canyon et Hollywood, lors du tremblement de terre de 1994 à Northridge de magnitude de 6,7.

## 5.5 Ajout d'un amortisseur visqueux supplémentaire

Dans le présent travail, afin d'améliorer l'efficacité souhaitée de l'isolation à la base et de limiter les grands déplacements de l'isolateur au niveau *MCE*, douze (12) amortisseurs additionnels non linéaires à fluide visqueux  $N_{FVD}$  ont été insérés parallèlement aux isolateurs *LRB* le long des principales directions *X* et *Y* du bâtiment. Le comportement d'un amortisseur visqueux fluide non linéaire est idéalisé comme un amortisseur pur comme le montre l'équation constitutive ci-dessous (e.g. Constantinou et Symans, 1993 ; Deringol et Guneyisi, 2021) :

$$F_D = C_{NFVD} V^\alpha \quad (48)$$

L'équation (48) fournit la relation entre la force engendrée par l'amortisseur et la vitesse, où  $C_{NFVD}$  et  $\alpha$  (alpha) sont respectivement la constante d'amortissement et l'exposant de la vitesse. Une valeur  $\alpha$  égale à 1,0 représente des amortisseurs linéaires, les autres valeurs représentent des amortisseurs non linéaires. Les spécifications pour vont typiquement de 0,3 à 1,0 ; en général, plus l'exposant est faible, plus l'amortissement visqueux est efficace pour la dissipation de l'énergie sismique. Le coefficient d'amortissement  $C_{NFVD}$  peut être calculé sur la base de la rigidité totale  $K=12 \times 932 = 11184$  kN/m (chacun des isolateurs dimensionnés donne 932 kN/m dans le cas du mouvement du sol enregistré à la station Pardee) et du poids total du bâtiment  $w=7510$  kN comme suit :

$$C_{NFVD} = 2\zeta_{NFVD} \omega m = 2\zeta_{NFVD} \sqrt{km} \quad (49)$$

Dans ce travail, deux valeurs différentes d'amortissement  $\zeta_{NFVD} = 15\%$  et  $\zeta_{NFVD} = 20\%$  sont considérées :

Dans la direction principale X :

- Pour un amortissement  $\zeta_{NFVD} = 20\%$

$$12 C_{NFVD} = 2\zeta_{NFVD} \sqrt{km} = 2 \times 0.2 \sqrt{11184 \times 751}$$

$$C_{NFVD} = 96$$

Un calcul similaire peut être utilisé pour la direction principale Y du bâtiment.

Les résultats de la conception géométrique après l'ajout des amortissements supplémentaires aux côtés des isolateurs démontrent le rôle important des amortisseurs supplémentaires joués dans la réduction du déplacement maximal total  $D_{TM}$ , de sorte qu'un  $B_M$  plus grand réduit  $D_{TM}$ , permettant d'utiliser des isolateurs de petit diamètre (Voir tableau 5.3). Par exemple, en cas de mouvement du sol proche enregistré à la station la plus proche de la faille sismique (station de Pardee), l'ajout d'un amortisseur supplémentaire a eu pour effet d'augmenter l'amortissement de 20 %, ce qui a entraîné une augmentation du facteur  $B_M$ , passant de 1,35 à 1,8. De plus, cette modification a permis de réduire le déplacement maximal total de 60 cm à 45 cm, ce qui a rendu possible la réduction du diamètre de l'isolateur à 60 cm et a entraîné une amélioration notable des performances structurelles.

**Tableau 5.3** Effets de l'amortissement supplémentaire sur les résultats de conception géométrique et les caractéristiques dynamiques du niveau de MCE de l'isolateur LRB ( $\zeta_{NFVD} = 20\%$ ).

Séisme de Northridge 1994, Mw 6.7	Enregistrement Pardee 5.54 km		Enregistrement Canyon 11.39 km		Enregistrement Hollywood 17.82km	
	Sans $N_{FVD}$	$\zeta_{NFVD}$ 20%	Sans $N_{FVD}$	$\zeta_{NFVD}$ 20%	Sans $N_{FVD}$	$\zeta_{NFVD}$ 20%
$C_{VM}$	1.17	1.17	0.89	0.89	0.8	0.8
$B_M$	1.35	1.8	1.35	1.8	1.35	1.8
$D_{TM}$ (cm)	60	45	45	34	41	31
Diamètre de l'isolateur, $\varnothing$ (cm)	90	55	60	44	55	41
Hauteur Totale de L'isolateur h (cm)	50	37	37	30	33	26
Période effective $T_D$ (sec)	1.3	1.89	1.69	1.99	1.73	2

**Tableau 5.4.** Effets de l'amortissement supplémentaire sur la réponse de la superstructure au niveau du MCE ( $\zeta_{NFVD} = 20\%$ )

Evaluation de la performance Sismique	Séisme de 1994 à Northridge, $M_w = 6.7$ Enregistrement :					
	Pardee		Canyon		Hollywood	
	<i>Sans</i> <i>NFVD</i>	$\zeta_{FVD}$ (20%)	<i>Sans</i> <i>NFVD</i>	$\zeta_{FVD}$ (20%)	<i>Sans</i> <i>NFVD</i>	$\zeta_{FVD}$ (20%)
<b>Déplacement à la Base (cm)</b>	9.54	5.65	3.71	2,13	2	1.86
<b>Taux du déplacement inter étage (%)</b>	1.33	1.08	0.56	0.43	0.55	0.4
<b>Cisaillement à la base (kN)</b>	2607	2244	1000	817	825	741

De même, l'ajout d'amortissement supplémentaire diminue la réponse de la superstructure dans le cas des mouvements du sol proches à la faille, même ceux ayant la plus courte distance par rapport à la source sismique. Le tableau 5.4 montre que l'augmentation de l'amortissement de 20 % entraîne une réduction pouvant atteindre 40 % des valeurs de pics de déplacement à la base, 19 % du taux de déplacement inter étages, et 13 % du cisaillement à la base, par rapport aux valeurs correspondantes en l'absence d'amortissement supplémentaire.

## 5.6 Conclusion

L'ajout d'un amortisseur supplémentaire a augmenté l'amortissement de 20 %, réduisant ainsi le déplacement maximal total de 60 cm à 45 cm. Cela a permis de réduire le diamètre de l'isolateur. De même, l'ajout d'amortissement supplémentaire diminue la réponse sismique de la superstructure dans le cas des mouvements du sol proches à la faille sismique, et améliore notablement les performances de la structure du bâtiment.

## Conclusions Générales

Des analyses sismiques non linéaires et tridimensionnelles ont été réalisées sur des modèles d'un bâtiment tridimensionnel à plusieurs étages, certains fixes à la base et d'autres isolés par un système utilisant des isolateurs en élastomère avec noyaux en plomb (*LRBs*). Trois composantes du mouvement sismique en champ proche enregistrées à chacune des trois stations, situées à différentes distances de la source sismique, environ 5,54 km, 11,39 km et 17,82 km, lors du séisme de 1994 à Northridge de magnitude 6,7 Mw, ont été utilisées. L'objectif était d'évaluer l'efficacité des systèmes d'isolation avec des *LRBs*. Les méthodes de Newmark et d'analyse modale non linéaire (*FNA*) ont été utilisées pour résoudre les équations de mouvement.

Les résultats numériques montrent que la dissipation d'énergie d'isolateur augmente considérablement à mesure que la distance la plus proche de la source sismique diminue, indiquant une forte atténuation des caractéristiques des mouvements sismiques et du déplacement total de conception de l'isolateur. De plus, les résultats obtenus au niveau du séisme de conception (*DBE*) montrent l'efficacité du système d'isolateurs pour réduire simultanément la réponse sismique en termes d'accélération des planchers, déplacement inter-étages et le cisaillement à la base. Cependant, l'inclusion des effets du champ proche à la source sismique et de la torsion augmente le déplacement de l'isolateur pour les mouvements de champ proches ayant la plus courte distance à la source sismique, est nécessaire pour finaliser la conception géométrique et vérifier la stabilité de l'isolateur sous la charge sismique au niveau du séisme majeur (*MCE*) requis par le code *UBC97*.

Par conséquent, bien que les déformations en cisaillement sous les charges permanentes, d'exploitations et sismiques, ainsi que les conditions de stabilité, soient satisfaites, il est crucial de satisfaire les conditions de renversement (*Rollout*) en raison du grand déplacement de l'isolateur au niveau sismique majeur (*MCE*) provoqué par les longues périodes et les grandes amplitudes des impulsions de vitesse. Cela nécessite l'utilisation des dispositions spéciales (amortisseurs fluides visqueux non linéaires supplémentaires) pour améliorer l'efficacité souhaitée de l'isolation.

### Conclusions générales

L'ajout d'amortisseurs fluides visqueux non linéaires supplémentaires aux côtés des isolateurs type *LRB*, réduit la réponse de la superstructure aux mouvements de champ proche à la source sismique, ce qui entraîne une diminution des diamètres des isolateurs, une amélioration de la performance de la structure et une limitation des déplacements sous les charges sismiques. De plus, le même degré de précision et l'algorithme d'analyse non linéaire modale (*FNA*) surpassent largement la méthode d'intégration directe non linéaire de Newmark au niveau numérique, et sont recommandés pour les analyses de réponse sismique non linéaire des bâtiments en *3D* avec isolation de base.

Finalement, cette étude met en évidence l'importance de prendre en compte les effets du champ proche à la source, la torsion et l'amortissement supplémentaire dans la conception de systèmes d'isolation de base utilisant des isolateurs type *LRB*. Ces facteurs influent considérablement sur la conception géométrique, la stabilité et l'efficacité de l'isolateur. La combinaison des isolateurs (*LRBs*) et d'amortisseurs supplémentaires se présente comme une stratégie efficace pour améliorer les performances structurelles et réduire les réponses sismiques. Le choix de la méthode d'analyse numérique joue également un rôle crucial, l'algorithme *FNA* étant recommandé pour des analyses de réponse sismique non linéaire efficaces des bâtiments en *3D* avec isolation de base.

## **RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

Alhan C, Öncü-Davas S (2016) “Performance Limits of Seismically isolated buildings under near-field earthquakes”. *Engineering Structures* 116: 83–94.  
<http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.02.043>

Al-Hussaini T M., Zayas V. A., and Constantinou, M C (1994) "Seismic Isolation of a Multi-Story Frame Structure Using Spherical Sliding Isolation Systems, Technical Report NCEER-94-0007, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY.

American Association of State Highway & Transportation Officials AASHTO: “Subcommittee on Bridges, Guide Specifications for Seismic Isolation Design”, 2010.

Amiri G., Namiranian P. (2013) “Evaluation of Capacity Spectrum Method in Estimating Seismic Demands of Triple Pendulum Bearings under Near-Field Ground Motions”, *International Journal of Structural Stability and Dynamics*; 14 (2) :1350062.

Attanasi G, Auricchio F, Fenves G L (2009) “Feasibility Assessment of an Innovative Isolation Bearing System with Shape Memory Alloys”. *Journal of Earthquake Engineering* 13(1): 18-39.  
<https://doi.org/10.1080/13632460902813216>

Baker JW (2007) “Quantitative classification of near-fault ground motions using wavelet analysis”, *Bulletin of the Seismological Society of America* 97 (2007) 1486–150

Bridgestone Corporation (1990) Multi-Rubber Bearings, International Industrial Products Department, Tokyo.

Buckle IG., Liu H (1994) “Experimental determination of critical loads of elastomeric isolators at high shear strain”, *NCEER Bull*, 8 (1994) 3, pp. 1–5

Cheng F, Jiang H, Lou K (2008) “Smart structures innovative systems for seismic response control”, (1st Edition). Francis and Taylor group, Boca Raton, USA.

Christopoulos C, Filiatrault A., (2006) “Principles of Passive Supplemental Damping and Seismic Isolation” First Edition, IUSS Press (Editor)

Clark PW, Aiken ID, Nakashima M, Miyazaki M, Midorikawa M (2000) “The 1995 Kobe (Hyogo-ken Nanbu) earthquake as a trigger for implementing new seismic design technologies in Japan”. In: *Lessons learned over time, vol 3, Learning from earthquake series*. Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, pp 79–109

Clark PW, Kelly JM (1994) “Mechanical properties of BTR/Andre high-damping rubber seismic isolation bearings”. EERC lab report 94–701, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Constantinou MC, Whittaker AS, Kalpakidis Y, Fenz DM., Warn GP (2007) “Performance of Seismic Isolation Hardware Under Service and Seismic Loading”. Technical Report MCEER-07-0012, University at Buffalo, The State University of New York

Références bibliographiques

Constantinou, MC., Symans, MD. “Experimental study of seismic response of buildings with supplemental fluid dampers”, *The Structural Design of Tall Buildings* 2(1993)2, pp. 93-132, doi:org/10.1002/tal.4320020203

Deb SK (2004) “Seismic base isolation: An Overview”. *Current Science* 87(10): 1426-1430. <https://doi.org/10.1002/9780470172742>

Deringöl, AH., Güneyisi EM.(2021)“Influence of nonlinear fluid viscous dampers in controlling the seismic response of the base-isolated buildings, *Structures*, 34(2021), pp. 1923–1941, doi:10.1016/j.istruc.2021.08.106.

Fan P.,Wu Z (2016) “Analysis on the Effect of Stair for Aseismic Performance of Base-Isolated Structure under Near-fault Ground Motions” *International Conference on Civil, Structure, Environmental Engineering (I3CSEE 2016)*.

Fenz DM, Constantinou MC (2008b) Spherical sliding isolation bearings with adaptive behavior: experimental verification. *Earthq Eng Struct Dyn* 37(2):185–205

Mavroeidis GP., Papageorgiou AS., (2003) “A mathematical representation of near-fault ground motions”, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 93, No. 3, 2003, pp. 1099-1131.

Hall JF., Heaton TH., Halling MW., Wald D.J., (1995) “Near-source ground motions and its effects on flexible buildings”, *Earthquake Spectra* 11 (1995) 569–605

Hanl X, Warn GP, Kasalanati A (2013) “Dynamic stability testing of isolation systems composed of elastomeric bearings and implications for design”. *Structures Congress 2013*: 2140-2150.

Higashino, M. and Okamoto, S. (2006) “Response Control and Seismic Isolation of Building”, 1st edn, Taylor and Francis, London.

Hyejin Yoon, Im Jong Kwahk, Young Jin Ki (2013)“ A Study on the Ultimate Performances of Elastomeric Bearings in Korea ” *KSCE Journal of Civil Engineering* 17(2):438-449 DOI 10.1007/s12205-013-1398-2

Ian Buckle and Ronald Mayes (1990) “In: Seismic isolation: from idea to reality”. *Earthquake Spectra*, 1990, Vol. 6, No. 2, May, p. 6

Islam, A B M S., S.M.ASCE., Ahmad, S I., M.ASCE; Jameel, M., M.ASCE; and Zamin, M.J., M.ASCE (2012) “Seismic Base Isolation for Buildings in Regions of Low to Moderate Seismicity: Practical Alternative Design. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, 17 (1): 13–20

Jangid R. S. , Kelly J. M. (2001) Base isolation for near-fault motions. *Earthquake Engng Struct. Dyn.* 2001; 30:691-707

Joyner, W.B. and D.M. Boore (1993). Methods for regression analysis of strong-motion 13 data, *Bull. Seism. Soc. Am.* 83, 469-487

Kalkan E, Kunnath SK (2006) “Effects of fling step and forward directivity on seismic response of buildings”. *Earthq Spectra* 22(2):367–390

Kalpakidis, I (2021) “Lead-Rubber Bearings with Emphasis on Their Implementation to Structural Design”. In: Beer, M., Kouglioumtzoglou, I., Patelli, E., Au, IK. (eds) *Encyclopedia of Earthquake Engineering*. Springer, Berlin, Heidelberg. [https://doi.org/10.1007/978-3-642-36197-5\\_307-1](https://doi.org/10.1007/978-3-642-36197-5_307-1).

Kelly JM (1997) “Earthquake-resistant design with rubber”, (2nd Edition). Springer-Verlag, London. <https://doi.org/10.1007/978-1-4471-0971-6>

Kelly, J. M. (1986). “Aseismic base isolation: review and bibliography”. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 5(4): 202-216 [https://doi.org/10.1016/0267-7261\(86\)90006-0](https://doi.org/10.1016/0267-7261(86)90006-0)

Kelly, J. M. (1999). "The role of damping in seismic isolation". *Earthquake Engrg. and Struct. Dynamic*, 28, 3-20.

Koh, C. G., and Kelly, J. M. (1987). “Effects of axial load on elastomeric bearings.” UBC/EERC-86/12, Earthquake Engineering Research Center, Univ. of California, Berkeley, CA.

Koo G, Lee J, Lee H, Yoo B (1999) “Stability of laminated rubber bearings and its application to seismic isolation”. *KSME Journal* 13(8): 595-604. <https://doi.org/10.1007/BF03184553>

Ladjel Y, Toumi ZM (2016) « Comportement dynamique non-linéaire d’un pont-caisson asymétrique: étude de diverses stratégies d’isolation parasismique (in French) ». Engineer’s Thesis, Ecole Nationale Polytechnique Algiers, Algeria

Li, S., and L.-l. Xie. 2007 “Progress and trend on near-field problems in civil engineering.” *Acta Seismol. Sin.* 20 (1): 105–114. <https://doi.org/10.1007/s11589-007-0105-0>.

Lu LY, Lin CC, Lin GL. “Experimental evaluation of supplemental viscous damping for a sliding isolation system under pulse-like base excitations”. *J Sound Vib* 2013;332(8):1982–99.

Martelli A., (2007) “Seismic isolation and energy dissipation: worldwide application and perspectives” ENEA, WIT Transactions on The Built Environment. 93, Bologna, Italy

Mavroeidis G.P., Papageorgiou A.S (2003) “A mathematical representation of near-fault ground motions”, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 93, No. 3, 2003, pp. 1099-1131.

Mayes RL, Naeim F (2001) “Design of Structures with Seismic Isolation”, (2nd Edition). Springer, Boston, USA.

Mazza, F. and Vulcano, A. (2009) “Nonlinear Response of RC Framed Buildings with Isolation and Supplemental Damping at the Base Subjected to Near-Fault Earthquakes”, *Journal of Earthquake Engineering*, 13(5): 690-715, DOI: 10.1080/13632460802632302.

Micheli, I., Cardini, S., Colaiuda, A., and Turrone, P. (2004) “Investigation upon the dynamic structural response of a nuclear plant on aseismic isolating devices”. *Nucl. Eng. Des.*, 228(1–3), 319–343.



Références bibliographiques

Morgan T A, (2021) Code-Based Design: “Seismic Isolation of Buildings Exponent”, New York, USA, Encyclopedia of Earthquake Engineering. DOI 10.1007/978-3-642-36197-5\_304-1.

Morgan TA (2007) “The use of innovative base isolation systems to achieve complex seismic performance objectives”. PhD dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley

Morgan TA, Whittaker AS, Thompson A (2001) “Cyclic behavior of high-damping rubber bearings”. In: Proceedings of 5th world congress on joints, bearings and seismic systems for concrete structures. American Concrete Institute, Rome

Mori A, Moss PJ, Carr AJ, Cooke N (1998) “Behaviour of lead-rubber bearings”. Structural Engineering and Mechanics 6(1): 1-15.

Moustafa A, Takewaki I (2010) “Critical characterization and modeling of pulse-like near fault strong ground motion”. Struct Eng Mech 34(6):755–778

Naeim F, Kelly JM (1999) “Design of seismic isolated structures: From theory to practice, (1st Edition)”. John Wiley and Sons, Hoboken, NJ, USA.

Nagarajaiah S, Ferrel K (1999) “Stability of Elastomeric Seismic Isolation Bearings”. Journal of Structural Engineering 125 (9): 946–954. DOI:10.1061/(ASCE)0733-9445(1999)125:9(946)

Nagarajaiah S, Reinhorn AM, Constantinou MC (1991b) “Nonlinear dynamic analysis of 3D base-isolated structures”. Journal of Structural Engineering, ASCE, 117(7): 2035-2054. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1991\)117:7\(2035\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1991)117:7(2035))

Nagarajaiah S, Xiaohong S (2000) “Response of base-isolated USC hospital building in Northridge earthquake”. Journal of Structural Engineering 126: 1177-1186. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2000\)126:10\(1177\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2000)126:10(1177))

Pacific Earthquake Engineering Research Center (2005) <http://peer.berkeley.edu>

Pan P, Ye LP, Shi W, Cao HY (2012) “Engineering practice of seismic isolation and energy dissipation structures in China. Science China Technological Sciences 55: 3036-3046. <http://doi.org/10.1007/s11431-012-4922-6>.

Pan P, Zamfirescu D, Nakashima M, Nakayasu N, Kashiwa H (2005) “Base-isolation design practice in Japan”: Introduction to the post-Kobe approach. Journal of Earthquake Engineering 9(1): 147–171. <http://doi.org/10.1080/13632460509350537>

Park YJ, Wen YK, Ang AHS (1986) “Random vibration of hysteretic systems under bi-directional ground motions” Earthquake Engng & Struct Dyn 14(4):543–557. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290140405>

Priestley, M.J.N., Calvi G.M. and Kowalsky M., (2008)” Displacement-based seismic design of structures”. Earthquake Spectra 24(2) DOI:10.1193/1.2932170

*Références bibliographiques*

Providakis CP (2008) “Effect of LRB isolators and supplemental viscous dampers on seismic isolated buildings under near-fault excitations”. *Engineering Structures*, 30 (2008): 1187–1198.

Rezaei S., Amiri G G., (2016) “Effect of Supplemental Damping on the Seismic Performance of Triple Pendulum Bearing Isolators under Near-Fault Ground Motions”. *Applied Mechanics and Materials* 845: 240-245.

Roy SS, Dash SR., (2018) “Dynamic behavior of multi span continuous girder bridge with isolation bearings”. *international journal of bridge engineering (ijbe)*, 06(2): 01-23. doi: 10.13140/rg.2.2.34648.96006

SAP2000 Integrated software for structures analysis and design (2000). Computers and Structures Inc, Computer software, Berkeley, California, USA.

Schnabel P, Lysmer J, Seed H.B (1972) Shake: “A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites”, Rept. No. EERC-72–12, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Skinner, R. I., Robinson, W. H., and McVerry, G. H. (1993). “An introduction to seismic isolation”, Wiley, New York.

Somerville PG., Smith NF., Graves RW, Abrahamson NA (1997) “Modification of empirical strong ground motion attenuation relations to include the amplitude and duration effects of rupture directivity”, *Seis Res Let*, Vol. 68, No. 1, 1997, pp. 199-222.

Takewaki I, Moustafa A, Kohei Fujita (2013) “Improving the Earthquake Resilience of Buildings”. Springer Verlag London, DOI 10.1007/978-1-4471-4144-0

UBC 9 UBC (1997) “Structural engineering design provisions”. In: *Proceedings of the uniform building code, International Conference of Building Officials*.

Vestroni, F., Vulcano, A., and Di Pasquale, G. [1991] “Earthquake response analysis of a nonlinear model of a base-isolated structure,” *Proc. of International Meeting on Earthquake Protection of Buildings*, Ancona, Italy, 181/C-190/C.

Weisman J, and Gordon P. Warn, A.M. ASCE2 (2012). “Stability of Elastomeric and Lead-Rubber Seismic Isolation Bearings” *Journal of Structural Engineering*, J. Struct. Eng. 2012.138:215-223 DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000459

Wilson EL (2002) *Three-dimensional static and dynamic analysis of structures*. Berkeley, CA: Computers and Structures Inc.

Yaghmaei-Sabegh S, Mohammad-Alizadeh H (2012) “Improvement of Iranian Seismic Design Code Considering the Near-Fault Effects”. *IJE TRANSACTIONS C* 25(2):147-157. <http://doi:10.5829/idosi.ije.2012.25.02c.08>

Yamamoto M, Minewaki S, Yoneda H, Higashino M (2012) “Nonlinear behavior of high-damping rubber bearings under horizontal bidirectional loading: full-scale tests and analytical modeling”. *Earthq Eng Struct Dyn* 41(13):1845–1860

Références bibliographiques

Yang TY, M.EERI, Zhang H (2019) “Seismic Safety Assessment of Base-Isolated Buildings Using Lead-Rubber Bearings”. *Earthquake Spectra*, Volume 35, No. 3, pages 1087–1108, Earthquake Engineering Research Institute

Zayas VA, Low SS, Mahin SA (1987) “The FPS earthquake resisting system: experimental report”. UCB/EERC-87/01, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley

Zayas VA, Low SS, Mahin SA (1990) “A simple pendulum technique for achieving seismic isolation”. *Earthquake Spectra* 6:317–333